

DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. K. SATTLER / BERLIN
MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT

SPRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

34. JAHRGANG

MAI 1959

HEFT 5



ÜBERALL WO GEBAUT WIRD

PLASTIMENT GMBH KARLSRUHE

ERBPRINZENSTR. 31 · FERNRUF 26823 · FERNSCHR. 0782616

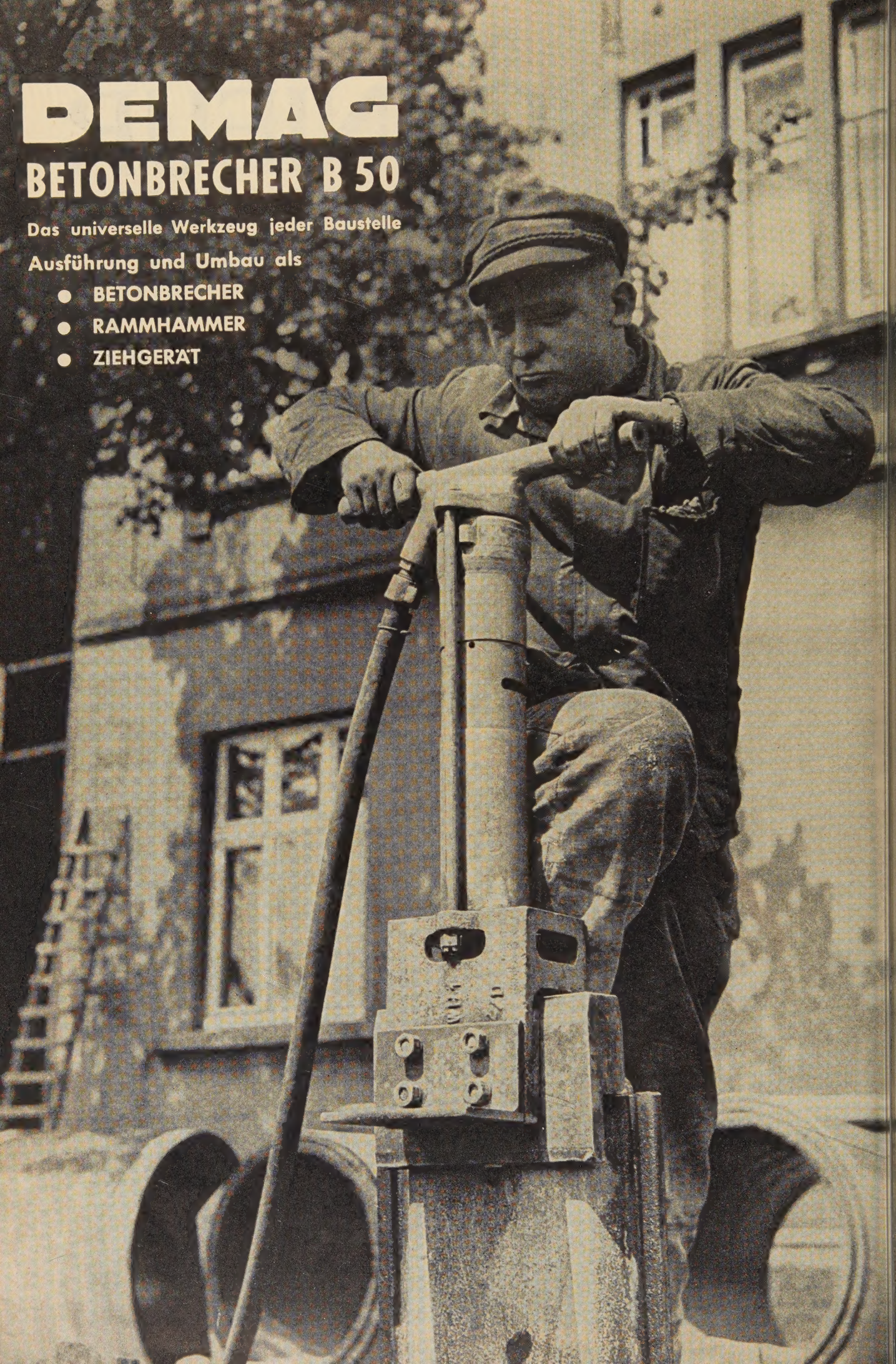
DEMAG

BETONBRECHER B 50

Das universelle Werkzeug jeder Baustelle

Ausführung und Umbau als

- BETONBRECHER
- RAMMHAMMER
- ZIEHGERÄT



STAHLBAU HUMBOLDT

Stahlbauten aller Art

Flugzeughallen

H o c h b a u

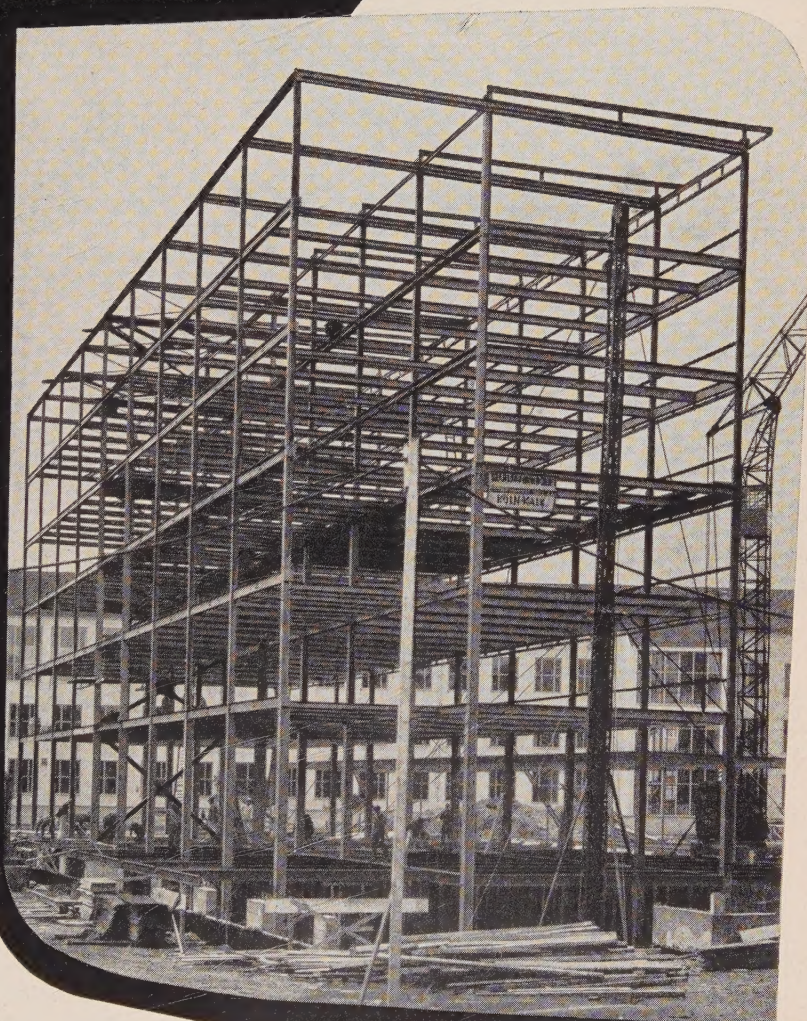
Skelettbau

Behälterbau

Industriebau

Zechenbau

Brückenbau



KLÖCKNER-HUMBOLDT-DEUTZ AG • KÖLN

GRÜN + BILFINGER AG

BAUUNTERNEHMUNG · HAUPTVERWALTUNG MANNHEIM

BERLIN
DORTMUND
DUSSELDORF
ESSEN
FRANKFURT
FREIBURG
HAMBURG
HANNOVER
KASSEL
KIEL
KOBLENZ
KÖLN
MANNHEIM
MÜNCHEN
NÜRNBERG
PASSAU
STUTTGART
WILHELMSHAVEN
WÜRZBURG



BG

Aggressionsschutz und Betonvergütung durch **RAJASIL BS**

RAJASIL BS greift in den Hydratationsprozeß des Zementes ein und verbessert die mörteltechnischen Eigenschaften von Zementmörtel und Beton wesentlich.

Ausblühungen, Auslaugungen und Aussinterungen werden durch RAJASIL BS verhindert und Zementmörtel und Beton gegen im allgemeinen in der Praxis auftretende aggressive Einwirkungen weitgehend geschützt.

RAJASIL BS hat sich darin seit Jahren bewährt. Es löst eine Vielzahl gekoppelter Wirkungen aus:

1. **Bindung freien Kalkhydrates** des Zementes im Beton und Zementmörtel durch innere Fluatierung.
2. **Sperrwirkung** gegen Feuchtigkeit (Sperrbeton).
3. **Plastifizierung** (Verflüssigung), besonders bei Rüttelbeton.
4. **Festigkeitssteigerung** bei Druck und Biegezug.
5. **Abbindeverzögerung** vermeidet Arbeitsfugen.
6. **Verbesserung der Frostbeständigkeit** ohne Luftporenbildung.
7. **Erhöhung der Tausalzbeständigkeit** von Beton.
8. **frei von korrosionsfördernden Stoffen**, daher für Spannbetonarbeiten bestens geeignet.
9. **Korrosions-Inhibierung**, d. h. zusätzlicher Schutz der Armierung gegen Korrosion.
10. **dosierungsunempfindlich**.

Die Verwendung von RAJASIL BS ist wirtschaftlich, einfach und wirksam.



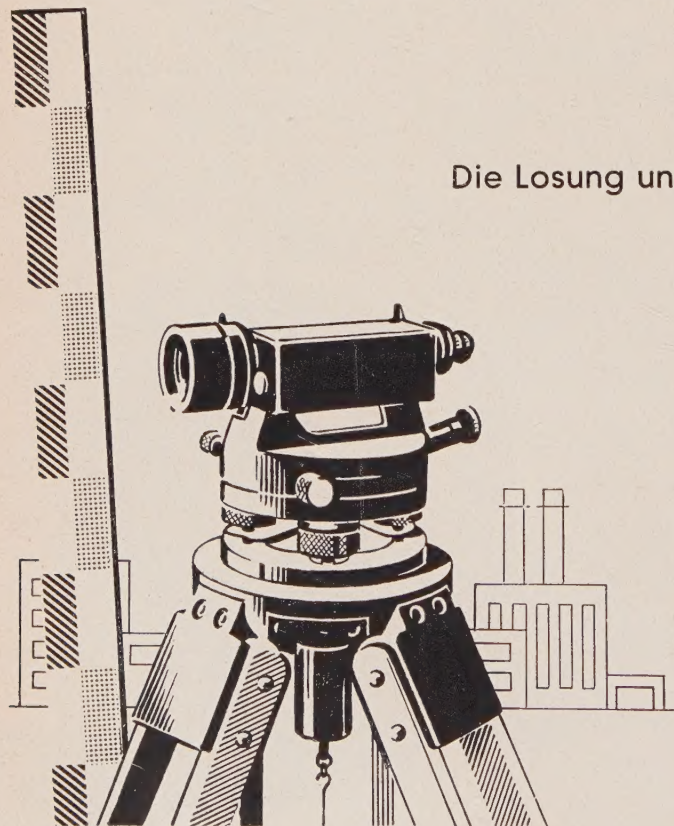
MARTHAHUTTE G.m.b.H.

Fabrik chem. Baustoffe

Marktredwitz (Bayern)

gegr. 1906

Telefon 2178 · Fernschreiber 06/41212



DEWAG BERLIN 58 · H'CKER

Die Lösung unserer Zeit heißt Aufbau ...

Überall wachsen Wohnbauten empor, werden neue Straßen durch das Land gezogen, entstehen wichtige Industriewerke. Und überall sind Vermessungsfachleute am Werk, um die Grundlagen für die Planung zu schaffen oder die Ausführung einzelner Objekte zu überwachen. Sie können ihrer großen Verantwortung dabei nur gerecht werden, wenn ihnen hochwertige geodätische Geräte zur Verfügung stehen und die Arbeit fundieren helfen.

Erfahrene Betriebe in der Deutschen Demokratischen Republik liefern auch Ihnen geodätische Instrumente von international bekannter Leistungsfähigkeit. Die modernen, formschlüssigen Konstruktionen ihrer **Nivel-liere, Theodolite** und **Kippregeln** erfüllen die zeitgemäß hohen Forderungen der Fachwelt nach besten Meßresultaten, bequemer, sicherer Bedienung sowie maximaler Unempfindlichkeit gegen thermische Einflüsse und Erschütterung in überzeugender Weise. Bitte wenden Sie sich wegen genauer Auskunft an

DEUTSCHE EXPORT-UND IMPORTGESELLSCHAFT

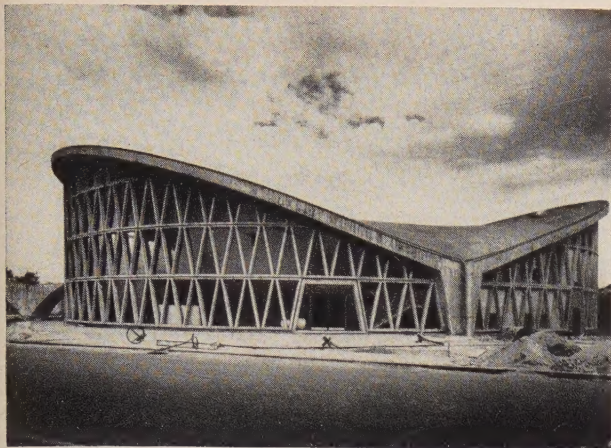
feinmechanik-Optik

M.B.H.

BERLIN C2 · SCHICKLERSTRASSE 7

DEUTSCHE DEMOKRATISCHE REPUBLIK

Vertretung in Westdeutschland: Fa. K. P. RUPPERT, Pfronten (Allgäu)



**Das Feierabendhaus
der Knapsack Griebheim AG.**

Das räumlich gekrümmte, hängende Spannbeton-Rippen-
dach gibt seine Hauptlasten über die Punkte **A** und **B₁ / B₂**
in die Gründung ab. Baujahr 1956.

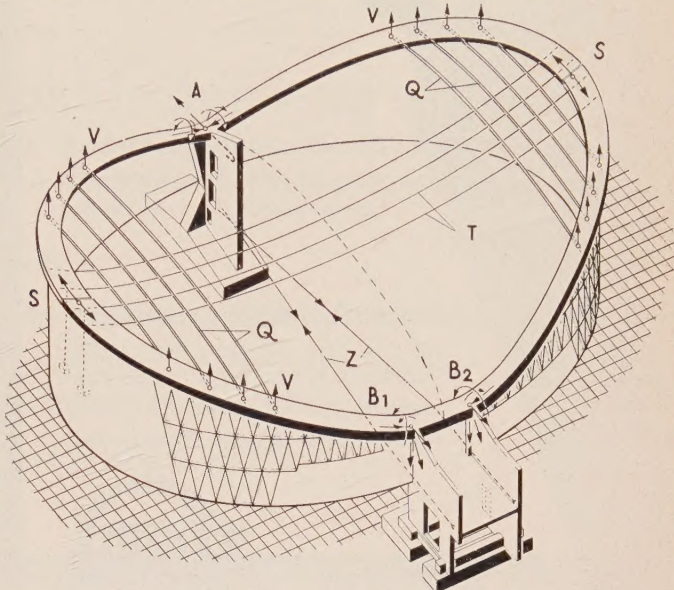


Talsperren-, Hafen-,
Brücken-, Straßen-,
Ingenieurhoch- und Tief-
bauwerke im In- und
Ausland.

BETON- UND MONIERBAU A-G

B. U. M. A-G

Sitz: Düsseldorf, Goethestraße 36 a, Ruf: 66041
Niederlassungen: Augsburg, Berlin-Friedenau, Braunschweig, Bremen,
Dortmund, Düsseldorf, Essen, Frankfurt/M., Hamburg, Hannover, Kassel,
Kiel, Köln, Mannheim, München, Nürnberg, Osnabrück, Stuttgart.
Beton- und Vorspannwerke: Dieckholzen (Hildesheim), Equord (Peine),
Langelsheim (Harz), St. Peter (Neuß).
Bauwerke aller Zwecke für Behörden, Industrie, Wirtschaft und Private.



Zur gleislosen Förderung



K15

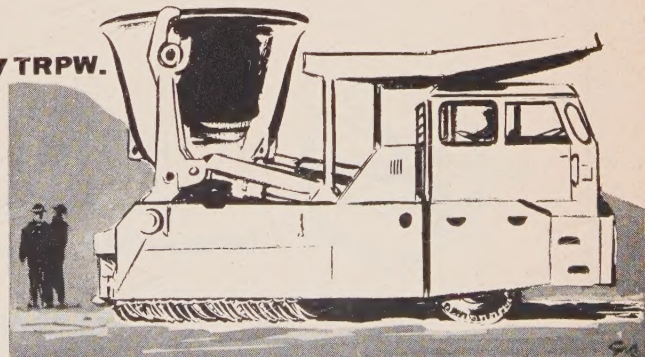


UK10

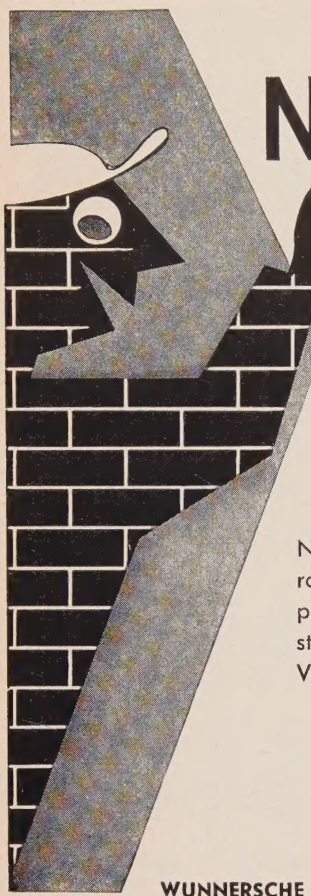
auf Baustellen
im Tunnelbau
in der Industrie

FAUN

WIR SCHICKEN IHNEN GERNE AUSFÜHRLICHE UNTERLAGEN
FAUN-WERKE · NÜRNBERG POST LAUF/PEGNITZ



L908/TRPW.



NOVOC_{VZ}

ABBINDE-VERZÖGERER

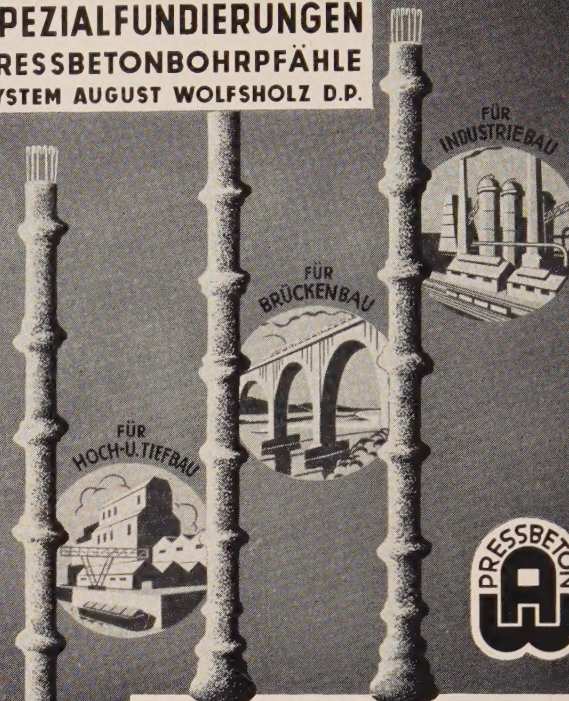
Überall bei der Herstellung einwandfreier Betonbauwerke helfen unsere Betonzusatzmittel

Nutzen Sie den Vorteil unserer Beratung. Wir verfügen über reiche praktische Erfahrungen für die Herstellung von Qualitätsbeton unter Verwendung unserer Zusatzmittel.



WUNNERSCHE BITUMEN-WERKE GMBH · UNNA

SPEZIALFUNDIERUNGEN PRESSBETONBOHRPFÄHLE SYSTEM AUGUST WOLFSHOLZ D.P.



FÜR INDUSTRIEBAU

FÜR BRÜCKENBAU

FÜR HOCH- U. TIEFBAU



August Wolfsholz

PRESSBETON-UND INGENIEURBAU K.G.

FRANKFURT/M

MENDELSSOHNSTR. 81 TEL. 776712 u. 778188

NIEDERLASSUNGEN in:

BERLIN · ESSEN · STUTTGART

Spannverfahren »FREYSSINET«

zur Vorspannung von Spannbeton-Bauwerken

Zur Auflagerung von Platten- und Balkenbrücken allseitig bewegliche

Brückenlager

Bauart Vorspann-Technik aus bewehrtem witterungsbeständigem Kunststoff



VORSPANN-TECHNIK G.M.B.H.

Düsseldorf, Kaiser-Friedrich-Ring 38

Telefon 5 56 51

FS 08581943



liefert

hochfeste Neptun-Stahldrähte und -Litzen

für Spannbeton in Abmessungen bis 12 mm $\varnothing$ und Zugfestigkeiten bis 200 kg/mm²
kaltgezogen und angelassen, in Ringen oder Stäben, entsprechend DIN 4227

Sonderheit:

Neptun-Spannstähle für Betonschwellen und Spannstahldachkonstruktionen
ohne und mit Gewinde, kaltgezogen und angelassen, in blank oder verzinkt, in den
Stärken bis 12 mm $\varnothing$ und Zugfestigkeiten bis 180 kg/mm²

Zulassungsunterlagen und Prospekte anfordern

**FELTEN & GUILLEAUME CARLSWERK
EISEN u. STAHL AG · KÖLN-MÜLHEIM**

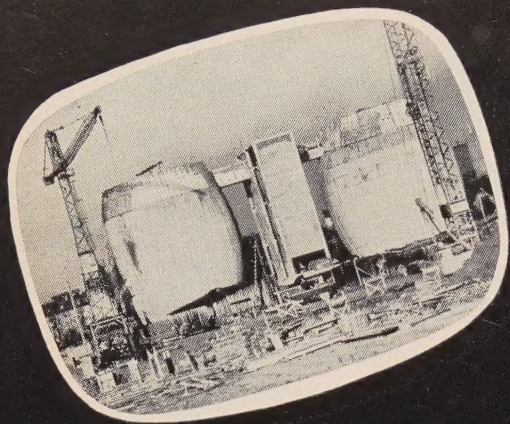
W A A G N E R - B I R Ó
WIEN AKTIENGESellschaft **GRAZ**



Anarbeitung und Lieferung
von stahlgeschweißten Behältern
und Apparaten aller Art
für die chemische Industrie.

Kugelgasbehälter für Erdgas für 3000 Nm³ und 6 atü
Betriebsdruck. Durchmesser 17,9 m.

ZENTRALE: WIEN V · MARGARETENSTRASSE 70 · ÖSTERREICH

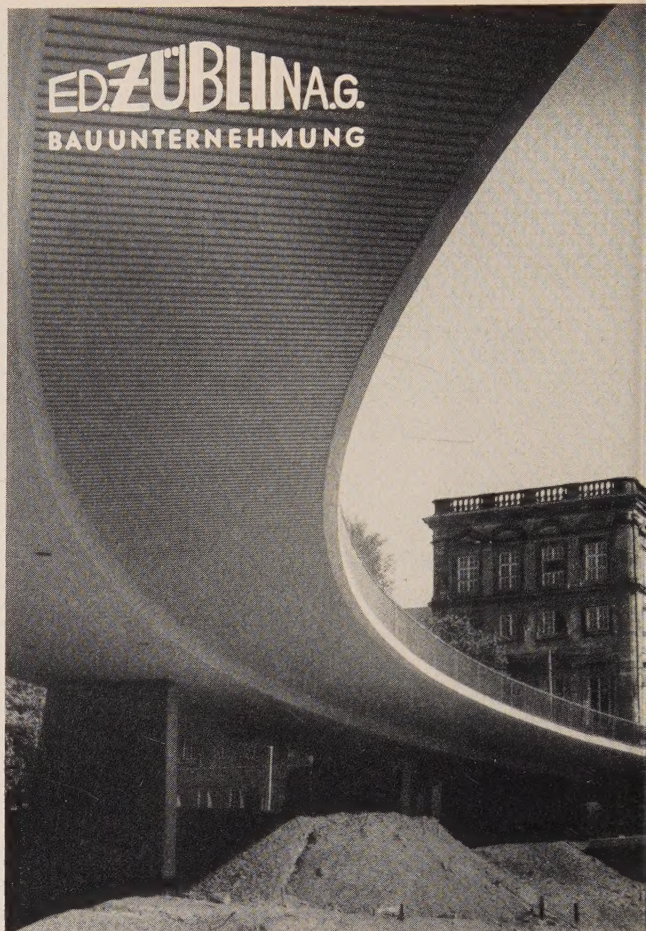


***PROLAN-BAUTEN** stellen sich vor ...
... hier: Kläranlage in Schweinfurt

Die Dichtigkeit von Großbehältern aus
Spann- und Stahlbeton wird durch
***PROLAN-BETONVERFLÜSSIGER**
erhöht.

Geringste Wandstärken möglich, da
► PROLAN dichtes Gefüge sicherstellt,
► Entmischungen ausschaltet und
► keine korrosionsfördernden Sub-
stanzen enthält.

HANS HAUENSCHILD & CO. HAMBURG-WANDSBEK



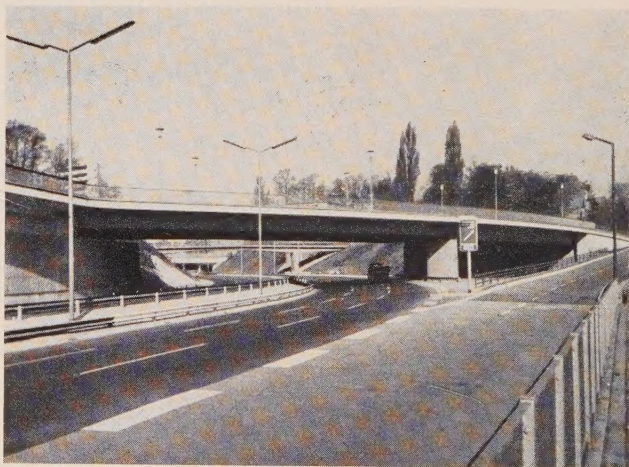
Auffahrtsrampe — Rheinbrücke Mannheim — im Hintergrund das Schloss

PHILIPP HOLZMANN

AKTIENGESellschaft · FRANKFURT A.M.



AUGSBURG
BERLIN
BIELEFELD
BOCHUM
BREMEN
DÜSSELDORF
DUISBURG
FREIBURG/BR.
HAMBURG
HANNOVER
KASSEL · KIEL



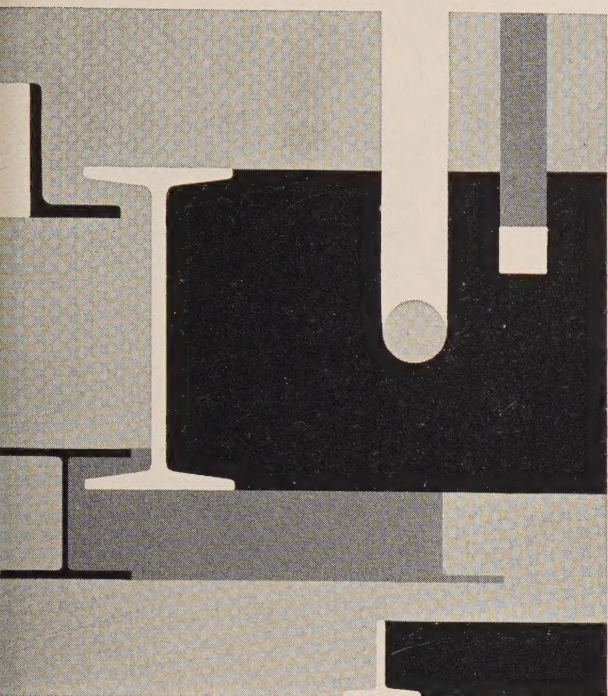
AUGUSTE-VIKTORIA-BRÜCKE IN BERLIN



KOBLENZ
KONSTANZ
KÖLN · MAINZ
MANNHEIM
MÜNCHEN
MÜNSTER
NÜRNBERG
SIEGEN
STRAUBING
STUTTART
WÜRZBURG

TIEFBAU · HOCHBAU · SPANNBETONBAU · STRASSENBAU · BRÜCKENBAU
TUNNELBAU · FLUSS- UND HAFENBAU · WASSERKRAFT-ANLAGEN

Bauen mit Stahl



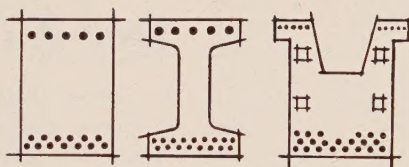
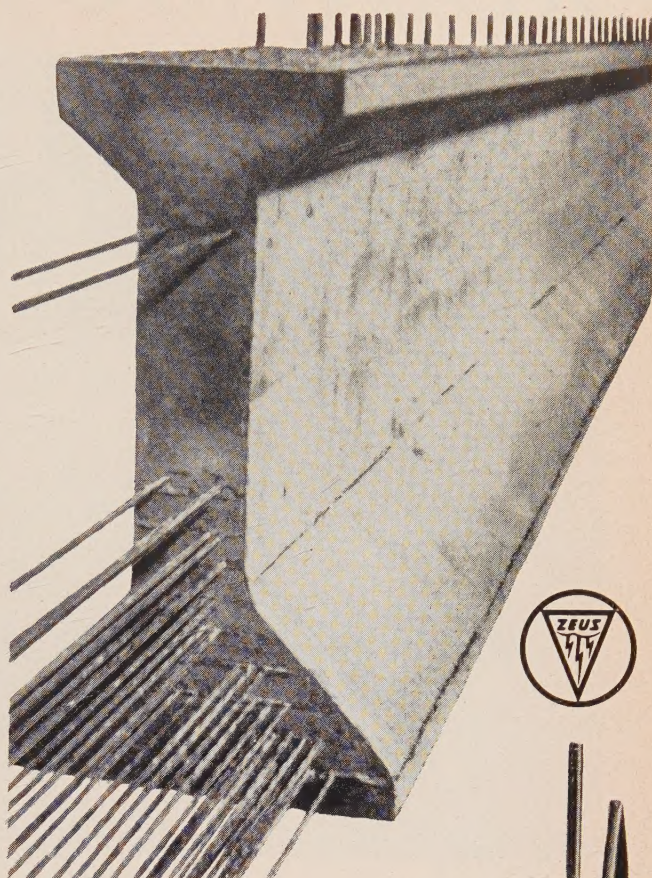
Der moderne Baustil und der Zwang zu größerer Wirtschaftlichkeit führen zur Entstofflichung der Baukörper. Im neuzeitlichen Stahlleichtbau werden massive Pfeiler und dickwandiges tragendes Mauerwerk ersetzt durch wenige, grazile und doch stabile Elemente — durch Bauelemente aus Stahl, die allen Beanspruchungen sicher gewachsen sind.

► Nennen Sie uns Ihre besonderen Interessen, wir senden Ihnen unsere einschlägigen Merkblätter.



BERATUNGSSTELLE FÜR STAHLVERWENDUNG

Esseldorf · Walzstahlhaus · Kasernenstraße 36 · Ruf 80617



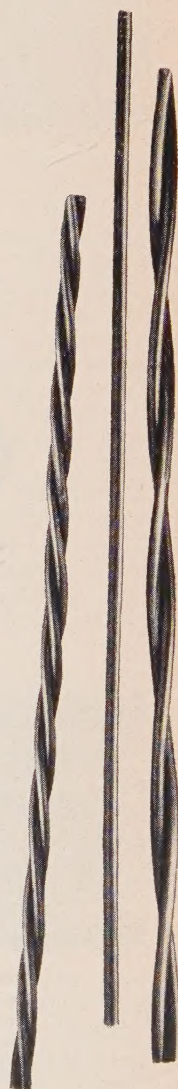
Spannprobleme

bei der Herstellung von vorgespannten Trägern, Dachplatten, Bogenbindern, Masten und Schwellen lösen sich von selbst durch die Verwendung unserer bewährten **WDI-Spannbeton-Stahldrähte und -litzen Marke „ZEUS“** in patentiert-gezogener und vergüteter Ausführung. Laufende Güteuntersuchungen garantieren die gleichbleibende Qualität unserer Vorspannstähle.

Fordern Sie ausführlichen Prospekt

WDI

WESTFÄLISCHE DRAHTINDUSTRIE
HAMM (WESTF.)





Der Zuschlag gehört Ihnen!

So ist es doch immer, wenn Sie sich an Ausschreibungen beteiligen: rechnen, kalkulieren, mit jeder Mark geizen, alle Betriebsvorgänge und Kostenfaktoren pfenniggenau abstimmen, damit Sie das Mindestgebot abgeben können und Ihre Firma den Zuschlag erhält.

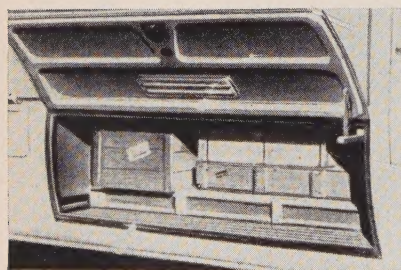
Und wie steht es mit dem Kostenfaktor „Transport“? Wieviel Zeit brauchen Sie, um Ihre Arbeitsstellen mit Material zu versorgen? Wie lange dauert es, wenn Sie gezwungen sind, Arbeitskräfte umzudirigieren? Das kann teure Arbeitszeit kosten: Ihre Arbeitszeit, die Sie mit Fahr-, Wege- oder Auslösegeldern bezahlen müssen, wenn das richtige Fahrzeug fehlt.

Mit dem VW-Pritschenwagen als Transportmittel wird Ihre Rechnung immer gut aufgehen. Mit ihm haben Sie einen flinken, wendigen Helfer, der im Rundfahrt-System unermüdlich von Baustelle zu Baustelle flitzt und — mit dem Meister oder Junior-Chef an Bord — zugleich auch „rollende Bauaufsicht“ ist.

Im Schnelleinsatz können Dachziegel, Sand, Zement, Dachpappe, Schiefer — was auch immer fehlt — befördert werden. Und wenn es beim Aufladen und Abladen besonders rauh zugeht? Keine Sorge! Der VW-Pritschenwagen hat einen kräftigen Rücken. Seine bequeme Rampenhöhe kommt Ihren Arbeitskräften auf halbem Wege entgegen.

Er ist eben von Kopf bis Fuß ein echter Volkswagen, so sparsam, so zuverlässig — mit seinem robusten Herzen, dem millionenfach bewährten, luftgekühlten Motor — also genau der richtige Mitarbeiter und Mitverdiener für Sie!

Bilden Sie sich Ihr Urteil selber: Ihr VW-Händler hält jedes VW-Modell zur Probefahrt für Sie bereit.



Sicher verschließbarer, staub- und regengeschützter Warentresor von nahezu 2 qm Bodenfläche in bestgefederter Lage zwischen den Achsen: ideal für besonders empfindliches und wertvolles Ladegut oder Werkzeug.

DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. K. SATTLER / BERLIN
MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT
PRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

JAHRGANG

MAI 1959

HEFT 5

Zum Deutschen Betontag 1959

Inhaltsübersicht

Seite

DK 624.21.036.3.012.46 : 625.712.36 (43—2.15)	
Oberbaurat Dipl.-Ing. H. Heusel , Berlin:	
Das Brückenbauwerk Nordwestbogen in Berlin (Spann- betonrahmen). Mit 17 Abbildungen	169
DK 624.012.45 : 725.24 (43—2.49) : 332.12 (434.1)	
Prof. Dr.-Ing. A. Mehmel und Dipl.-Ing. E. Kern , Darmstadt:	
Die Tragkonstruktion des Neubaus der Hessischen Landesbank in Darmstadt. Mit 17 Abbildungen	179
DK 666.97 : 691.32 : 620.1	
Prof. Dr.-Ing. K. Schaden , Wien:	
Die Betongüte in der Baupraxis. Mit 12 Abbildungen	186
DK 627.84/.88 : 69.034.5 : 69.025.4 : 624.04	
Dr.-Ing. R. Kuhn , München:	
Statische Untersuchungen über die Saugschlauchdecken in Wasserkraftanlagen. Mit 19 Abbildungen	192

Kurze Technische Berichte

DK 621.039 : 624.9 : 624.012.4	
Weiße Zelle aus Schwerbeton in permanenter Stahl- schalung. Mit 3 Abbildungen	200
DK 621.039.4 : 614.898.5 : 624.012.4	
Weiße Zelle aus Schwerbetonblöcken. Mit 5 Abbildungen	201
DK 698.1 : 667.643.74	
Anweisung für Betonanstriche	203
DK 666.982.4 : 539.431.3	
Ermüdungsfestigkeit von vorgespannten, auf Biegung beanspruchten Betonquerschnitten. Mit 6 Abbildungen	205
DK 693.5 : 69.058 : 620.199	
Schnellprüfung von Beton. Mit 3 Abbildungen	207
DK 69.032.22 : 728.51 (73)	
„The Executive House“, das höchste Eisenbeton-Ge- bäude der USA. Mit 3 Abbildungen	209
DK 624.073 : 624.012.45.001.5	
Wirkung bei Stahlbetonplatten. Mit 2 Abbildungen	210
Nachbesprechungen	210
Feuerscheinungen	212
Verschiedenes	212

DER BAUINGENIEUR

berichtet über das gesamte Gebiet des Bauingenieurwesens (mit Ausnahme von Vermessungswesen, Verkehrstechnik, Wasserversorgung und Entwässerung der Siedlungen). Er bringt Aufsätze über Baustoffe, Theorie und Praxis der Ingenieurkonstruktionen, interessante Bauausführungen, Berichte über bemerkenswerte Veröffentlichungen des Auslandes, Normungsfragen und Tagungen, Buchbesprechungen.

Originalbeiträge nehmen an die Herausgeber:

Professor Dr.-Ing. K. Sattler,

Technische Universität Berlin,

Lehrstuhl für Stahlbau

(1) Berlin-Charlottenburg 2, Hardenbergstr. 35

Professor Dr.-Ing. A. Mehmel,

(16) Darmstadt, Technische Hochschule.

Alle sonstigen Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw. werden erbeten an die

Schriftleitung „Der Bauingenieur“,

Berlin-Wilmersdorf,

Heidelberger Platz 3,

Springer-Verlag.

Für die Abfassung der Arbeiten sind die von den Herausgebern anzufordernden Richtlinien zu beachten. Für Formelgrößen usw. sollen soweit irgend möglich die genormten Bezeichnungen nach DIN 1350 und 1044 bzw. der BE. benutzt werden. Vorlagen für Abbildungen werden auf besonderen Blättern erbeten. Reinzeichnungen werden soweit erforderlich vom Verlag ausgeführt.

Nachdruck: Mit der Annahme des Manuskripts erwirbt der Verlag das ausschließliche Verlagsrecht für alle Sprachen und Länder. Im „Bauingenieur“ erscheinende Arbeiten dürfen vorher an anderer Stelle nicht veröffentlicht sein und auch später nicht anderweitig veröffentlicht werden.

Photographische Vervielfältigungen, Mikrofilme, Mikrophote von ganzen Heften, einzelnen Beiträgen oder Teilen daraus sind ohne ausdrückliche Genehmigung des Verlages nicht gestattet.

Die Wiedergabe von Gebrauchsnamen, Handelsnamen, Warenbezeichnungen usw. in dieser Zeitschrift berechtigt auch ohne besondere Kennzeichnung nicht zu der Annahme, daß solche Namen im Sinne der Warenzeichen- und Markenschutz-Gesetzgebung als frei zu betrachten wären und daher von jedermann benutzt werden dürften.

Erscheinungsweise: Monatlich.

Bezugspreis: Vierteljährlich DM 12,— (Einzelhefte DM 4,50) zuzüglich Postgebühren. — Für Studierende ermäßigt sich der Bezugspreis auf DM 9,60 vierteljährlich zuzüglich Zustellgebühren. — Die Lieferung läuft weiter, wenn nicht 4 Wochen vor Vierteljahresschluß abbestellt wird. Der Bezugspreis ist im voraus zahlbar. — Bestellungen nimmt jede Buchhandlung, jedes Postamt oder der Verlag entgegen.

Anzeigen nimmt die Anzeigen-Abteilung des Verlages (Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3, Westberlin, Fernspr.: Sammelnummer 83 03 01) an. Die Preise wolle man unter Angabe der Größe und des Platzes erfragen.

SPRINGER - VERLAG

Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3,

Fernsprecher: Sammelnummer 83 03 01.

Heidelberg, Neuenheimer Landstraße 28—30,

Fernsprecher: 2 79 01—4.

Im Anzeigenteil vertretene Firmen

	Seite des Anzeigenteils
Baustoff-Chemie, Dr.-Ing. G. Kropfhammer, Seebruck/Obb.	12
Bautenschutz Deitermann, Datteln	9
Beratungsstelle für Stahlverwendung, Düsseldorf	7
Beton- und Monierbau AG., Düsseldorf	3
Braun, Gustav A., Biberwerk, Köln-Ehrenfeld	12
Demag AG., Duisburg	II. Umschlagseite
Deutsche Export- und Importgesellschaft Feinmechanik- Optik, Berlin	2
Deutsche Kahneisen-Gesellschaft West mbH., Berlin- Wittenau	11
Eternit AG., Berlin-Rudow	IV. Umschlagseite
Faun-Werke, Bahnhof Schnaittach	3
Felten & Guillaume Carlswerk AG., Köln-Mülheim ..	5
Grün & Bilfinger AG., Mannheim	2
Hammelrath & Schwenzer Pumpenfabrik KG., Düsseldorf	10
Hauenschild, Hans, Chemische Fabrik, Hamburg	6
Holzmann, Philipp, AG., Frankfurt a. M.	6
Höhle, F. u. A., oHG., Rastatt-Hügelsheim	11
Lenoptik GmbH., Jena	10
Keller, Johann, GmbH., Frankfurt a. M.	III. Umschlagseite
Klöckner-Humboldt-Deutz A.-G., Köln-Deutz	1
Krupp-Dolberg GmbH., Essen	III. Umschlagseite
Lechler, Paul, Bautenschutzchemie, Stuttgart	9
Organa-Bautenschutz GmbH., Bochum-Gerthe	11
Lorenz-Bau GmbH., Iserlohn	11
Marthahütte GmbH., Marktredwitz/Bayern	2
Olympia-Werke AG., Wilhelmshaven	10
Paproth, Dr.-Ing., & Co., Krefeld	III. Umschlagseite
Plastiment GmbH., Karlsruhe	Titelseite
Schüchtermann & Kremer-Baum AG., Dortmund	III. Umschlagseite
Springer-Verlag, Berlin / Göttingen / Heidelberg	12

(Fortsetzung nächste Seite)

Stahlbau Bössner, Bad Aibling/Obb.	
Stetter, Georg, Memmingen/Allgäu	
Trasswerke Meurin, Andernach a. Rh.	
Volkswagenwerk GmbH., Wolfsburg	
Vorspann-Technik GmbH., Düsseldorf-Oberkassel	
Waagner-Biró AD., Wien/Österreich	
WDI Westfälische Drahtindustrie, Hamm i. W.	
Wolfsholz KG., Frankfurt a. M.	
Wunnersche Bitumen-Werke GmbH., Unna i. W.	
Züblin, Ed., AG., Stuttgart	

Beilagenhinweis

Diesem Heft liegt je ein Prospekt der Firmen Hans Hauschild, Hamburg-Wandsbek, Rippenstreckmetall-Gesellschaft mbH., Leverkusen, Schwan-Bleistift-Fabrik, Nürnberg, Wayss & Freytag AG., Frankfurt a. M., bei.

Stützmomenten - Einflußfelder durchlaufender Platten

Von Dr.-Ing. GÜNTER HOELAND, Hannover.

Erster Teil:

Allgemeine Angaben

Zweiter Teil:

Tafelsammlung

Mit 8 Abbildungen im Text. 19 Seiten Text und

75 Tafeln 4°. 1957.

Ganzleinen DM 37,50

SPRINGER-VERLAG

BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

Das Brückenbauwerk Nordwestbogen in Berlin (Spannbetonrahmen)

Von Oberbaurat Dipl.-Ing. Hanns Heusel, Berlin

DK 624.21.036.3.012.46 : 625.712.36 (43-2.15)

Der Senat von Berlin beschloß im Juli 1955 den Bau eines Stadtringes, der den ersten wesentlichen Teil eines großzügigen Schnellstraßennetzes darstellt, das in der Lage sein soll, den ständig wachsenden Verkehr auch in der Zukunft zu bewältigen. Berlin ist zwar durch seine breiten leistungsfähigen Straßen bekannt, doch muß befürchtet werden, daß die vorhandenen Straßen schon sehr bald versagen werden — insbesondere dann, wenn es wieder Hauptstadt des wiedervereinigten Deutschland werden wird. Das geplante Schnellstraßennetz wird im wesentlichen aus dem geschlossenen Stadtring und vier die Innenstadt an deren Rändern berührenden — sogenannten Tangenten — bestehen. Grundsatz für den Ausbau des Ringes, der im großen ganzen dem vorhandenen Ring der Stadtbahn folgt, ist die kreuzungsfreie Führung. Beide Fahrrichtungen der Straße erhalten eine dreispurige Fahrbahn von 10,50 m Breite; die gesamte Breite beträgt bei einem

Das Kernstück dieses Bauabschnittes stellt das Bauwerk Nordwestbogen dar, eine Brückenkonstruktion von 906 m Länge, die die Schnellstraße über eine neu anzulegende Zufahrtstraße zum Güterbahnhof Charlottenburg, über eine Kleingartenkolonie und Gleisanlagen sowie über die Spree, das Gelände für die geplante neue Schleuse Charlottenburg und eine Uferstraße hinwegführen wird. Die Brücke liegt in der Nordwestkurve des großen Stadtringes. In etwa 500 m Entfernung vom nördlichen Widerlager des Bauwerks wird die Schnellstraße sodann über eine Dammstrecke den Siemensplatz erreichen (Abb. 1) und später dort kreuzungsfreie Anschlüsse an den Kurt-Schumacher-Damm, den Siemensdamm und Goerdelerdamm erhalten. Im folgenden soll die Konstruktion und Ausführung des Bauwerks Nordwestbogen — eine moderne Hochstraßenkonstruktion in Spannbetonbauweise — näher beschrieben werden.

Wettbewerb

Zur Erlangung eines Ausführungsentwurfs wurde von der Bauverwaltung — dem Senator für Bau- und Wohnungswesen, Abteilung Tiefbau, Unterabteilung Brückenbau — im Herbst 1957 ein Wettbewerb veranstaltet. Ausführliches hierüber wurde bereits an anderer Stelle¹ veröffentlicht; es soll deshalb hier nur das Wesentliche wiederholt werden.

Es wurden fünf Spannbetonfirmen zur Teilnahme an dem Wettbewerb aufgefordert. Die Entscheidung über die Frage des Baustoffes bzw. der Bauweise war also in diesem Fall bereits getroffen worden, weil es erstens feststand, daß in Anbetracht der hohen Stahlpreise hier eine Stahlbrücke nicht konkurrieren konnte und zweitens, weil das Bauwerk als ein besonders geeignetes praktisches Anschauungsobjekt für den 3. Internationalen Spannbetonkongreß betrachtet wurde, der im Mai 1958 in Berlin stattfand.

Von den aufgeforderten Firmen wurden je zwei Entwürfe eingereicht; die Angebotssummen schwankten zwischen 11 796 000,— DM und 15 170 000,— DM. Zur Ausführung wurde der Vorschlag II der Bauunternehmung Dyckerhoff und Widmann, Niederlassung Berlin, bestimmt, der für 12 347 000,— DM angeboten wurde. Den Auftrag erhielt eine Arbeitsgemeinschaft der Firmen Dyckerhoff und Widmann, Beton- und Monierbau und Philipp Holzmann, unter der Federführung der Firma Dyckerhoff und Widmann.

Entwurfsgrundlagen

Aus dem geologischen Profil (Abb. 2) ist zu ersehen, daß in der Brückentrasse in beträchtlichem Umfang aufgeschütteter Boden vorhanden ist, unter dem Faulschlamm-schichten des früheren Urstromtales der Spree liegen. Eine Dammschüttung in diesem Bereich hätte daher kostspielige

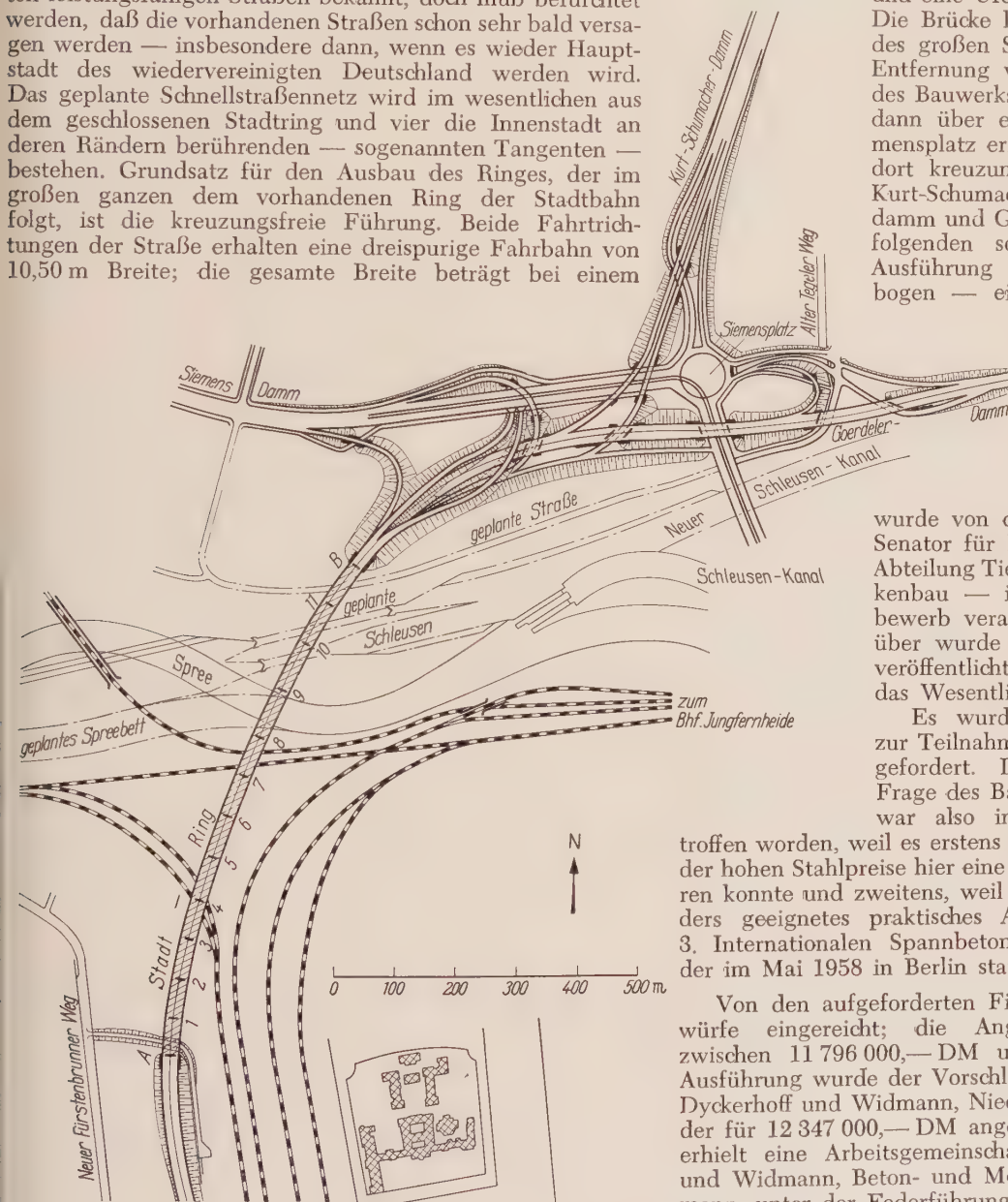


Abb. 1. Lageplan.

Mittelstreifen von 2,0 m und zwei seitlichen Standstreifen von gleichfalls 2,0 m Breite somit 27,0 m. Dieses Profil der Straße wird auch über die Brücken hinweggeführt.

Die Bauarbeiten am ersten und zweiten Streckenabschnitt, der vom Hohenzollerndamm bis zum Halensee reicht, begannen im April 1956 und wurden Ende November 1958 vollendet. Gleichzeitig — vom Jahre 1958 an — liefen jedoch schon die Bauarbeiten im Abschnitt 6 an, der sich vom Spandauer Damm bis zum Siemensplatz erstreckt.

¹ Beton- und Stahlbetonbau, (1958) H. 5.

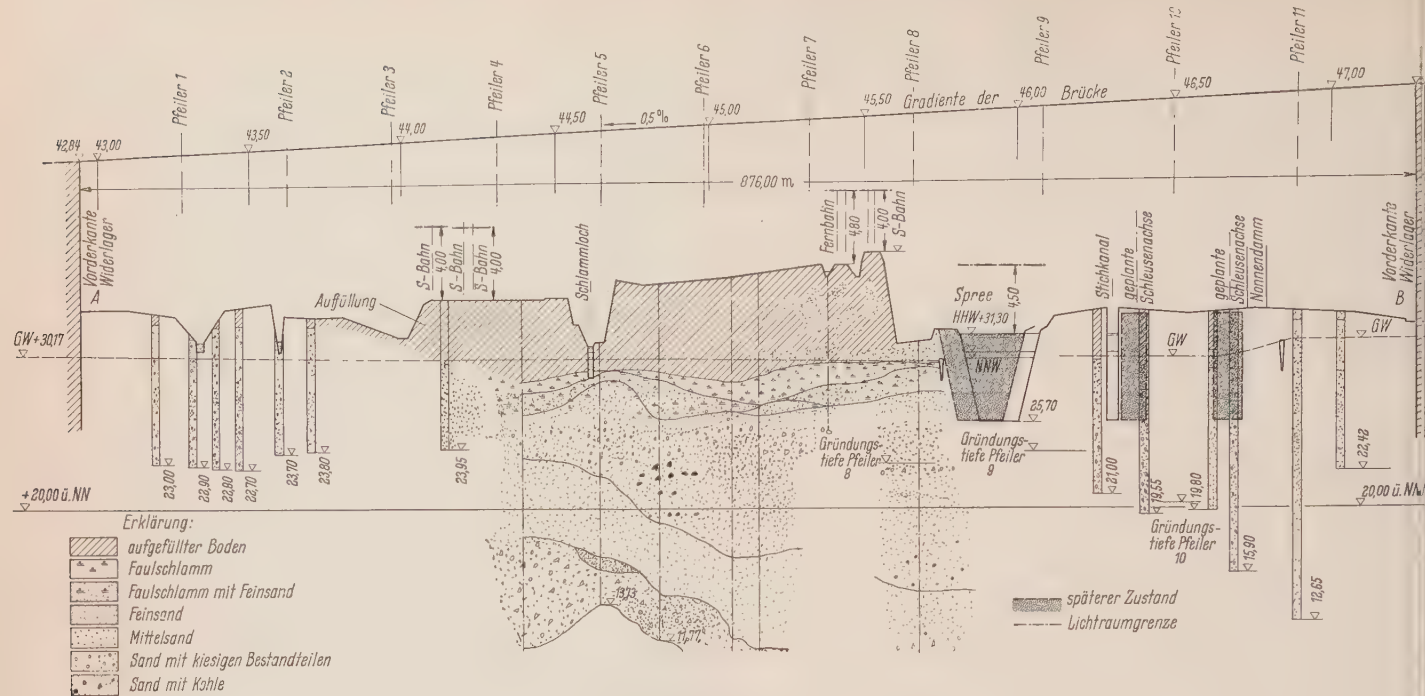


Abb. 2. Geologisches Profil in der Brückentrasse, auf Grund der Bohrungen ermittelt.

Sicherungsmaßnahmen erfordert. Zur Überbrückung der vielen (bereits genannten) Verkehrswege ergab sich daher aus wirtschaftlichen Erwägungen eine Gesamtlänge des Bauwerks zwischen den Endwiderlagern A und B von 906 m. In Abänderung des in Bild 3 a gezeigten Längsschnittes durch die gesamte Brücke wurde der Endabschluß bei Widerlager B durch ein weiteres Feld von 30 m Länge ersetzt, das in einem verlorenen Widerlager endigt. Durch Vermeidung des fast 16 m hohen Widerlagers wurde erreicht, daß sich das Bauwerk besser in das Gelände einfügt. Die Brückenbreite beträgt 29 m (27,0 m + 0,25 m Leitplanke + 0,55 m Schutzstreifen + 0,20 m Brüstung). Die Stützabstände des Tragwerkes (Pfeilerabstände) waren weitgehend abhängig von den überbrückten Ver-

kehrswegen. Seine Höhenlage mit 11 bis 15 m über Gelände ergab sich aus der Gradienten der Straße, die mit 0,5 % in Richtung Siemensstadt ansteigt. Die Konstruktionshöhe der Hauptträger wurde nicht vorgeschrieben; zu beachten war jedoch die Einhaltung bestimmter Lichträume für den Schiffs- und Bahnverkehr. Im Grundriß verläuft die Schnellstraße im Brückenbereich in einer Krümmung (Klothoide mit einem mittleren Krümmungshalbmesser von 2000 m); aus städtebaulichen Gründen wurde gefordert, daß die gewählten Pfeiler oder Stützen sowie die Widerlager senkrecht zur Tangente des Krümmungsbogens (radial) angeordnet werden.

Die Wahl der Gründungsart war freigestellt; es lag jedoch auf der Hand, daß bei den meisten Pfeilern eine

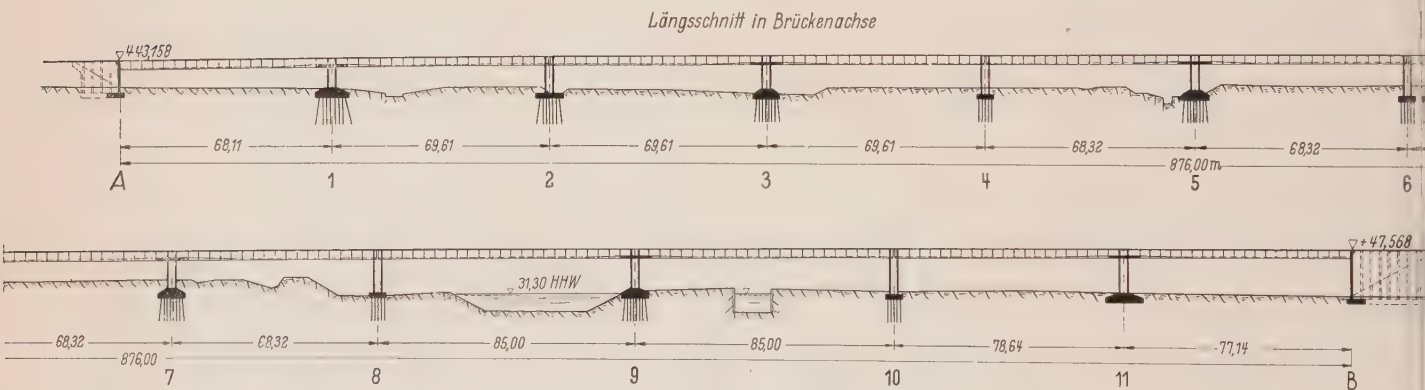


Abb. 3a. Längsschnitt der gesamten Brücke.

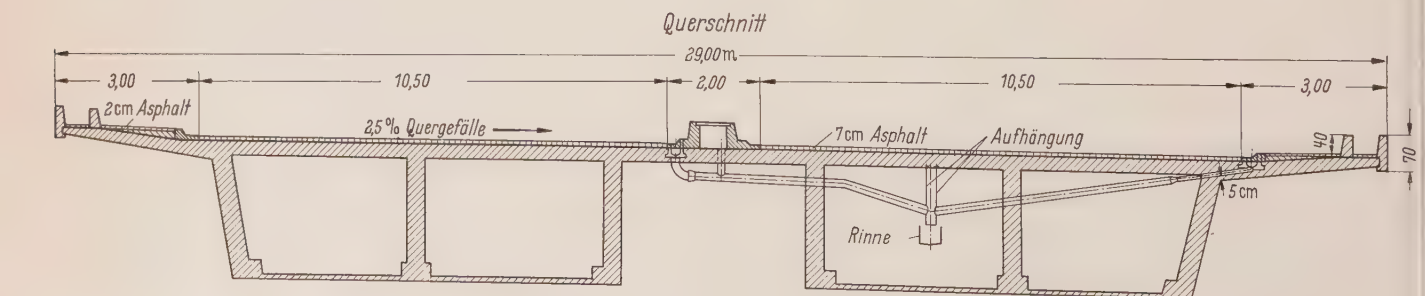


Abb. 3b. Querschnitt mit Entwässerung.

Tiefgründung wirtschaftlich sein würde, weil die tragfähigen Bodenschichten (Kies und Sand) erst meist in größerer Tiefe angetroffen werden. Besonders zu beachten war die Gründungstiefe derjenigen Pfeiler, die zwischen den später zu erbauenden beiden Schleusen stehen. Für die Verankerung der Schleusenwände mußte beiderseits ein einbaufreier Raum von je 11 m berücksichtigt werden.

Die Brückenkonstruktion sollte — über die Brückenklasse 60 hinausgehend — mit einem Schwerlastfahrzeug von 90 t Gesamtgewicht berechnet werden, dessen Lastschema

dem des 60 t-Räderfahrzeuges entspricht. Die übrigen Lasten waren hierbei jedoch fernzuhalten und der Stoßbeiwert wurde auf 1,1 abgemindert, so daß sich die mit diesem Fahrzeug errechneten örtlichen Spannungen in der Fahrbahnplatte zu denen des Regelfahrzeuges der Klasse

60 wie $\frac{1,1 \cdot 90}{1,4 \cdot 60} = 1,18$ verhalten. Für die übrige statische

Berechnung (sowie auch für die Ausführung der Arbeiten) gelten die einschlägigen DIN-Vorschriften, insbesondere DIN 4227 und der Allgemeine Runderlaß des Bundesministers für Verkehr über Spannverfahren usw. Die Anzahl der Dehnungsfugen im Tragwerk (Dilatationen) sowie die der Lager und Gelenke war auf ein Mindestmaß zu beschränken.

Als Fahrbahnbelag war 7 cm starker Asphalt (Hartgußasphalt mit Binder) vorzusehen; auf eine besondere Dichtung wurde in Anbetracht der Vorspannung und der Betonqualität B 450 verzichtet.

Da die Brücke verhältnismäßig frei liegt und demgemäß der Witterung ausgesetzt ist, wurde die Frage einer künstlichen Beheizung, der die Aufgabe zufiele, die Fahrbahn (Querneigung nach innen 2,5 %) eisfrei zu halten, eingehend geprüft. Angesichts der sehr hohen Anlagekosten — ungefähr 30 bis 35 DM je qm Fahrbahnfläche, das sind bei 25 000 qm 750 000,— DM — mußte jedoch hiervon Abstand genommen werden.

Das gesamte Bauvorhaben soll innerhalb von drei Jahren ausgeführt werden, also zu Beginn des Jahres 1961 fertiggestellt sein.

Ausführungsentwurf

Der zur Ausführung bestimmte, von der Niederlassung Berlin der Firma Dyckerhoff und Widmann ausgearbeitete Entwurf (Entwurfsverfasser Dr.-Ing. Neunert, architektonischer Berater der Firma Dipl.-Ing. Grasmé, Berlin) soll

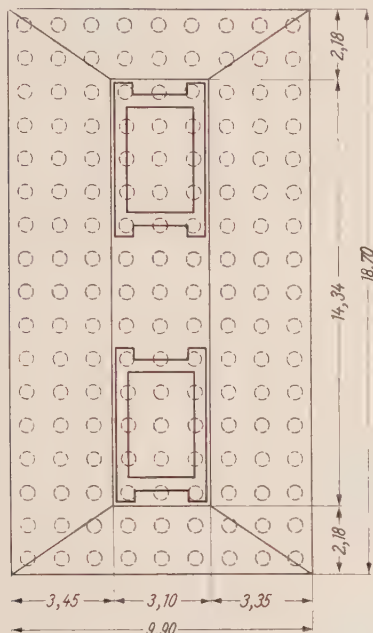


Abb. 4a. Pfeiler 9 im Grundriß.

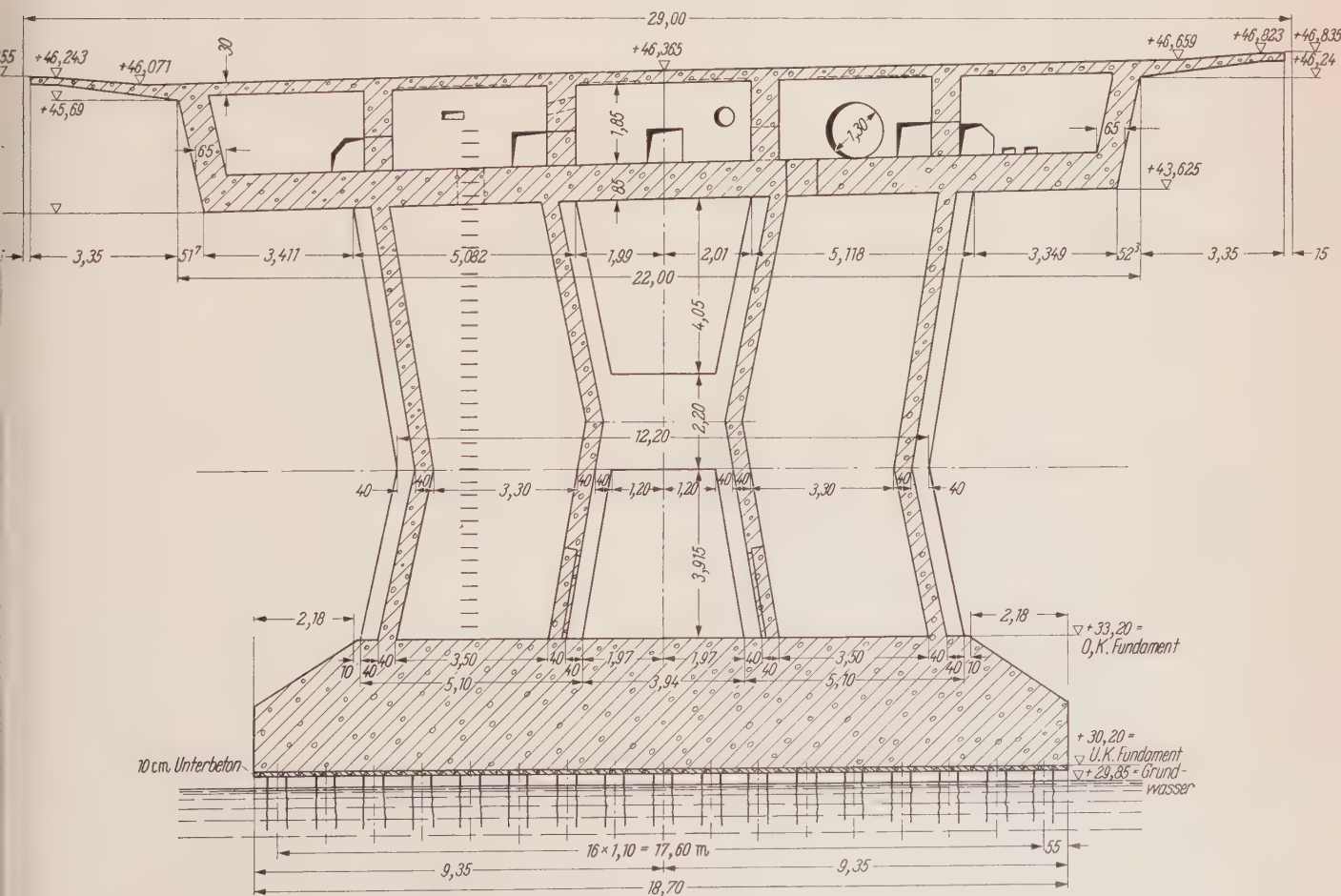


Abb. 4b. Pfeiler 9 im Querschnitt.

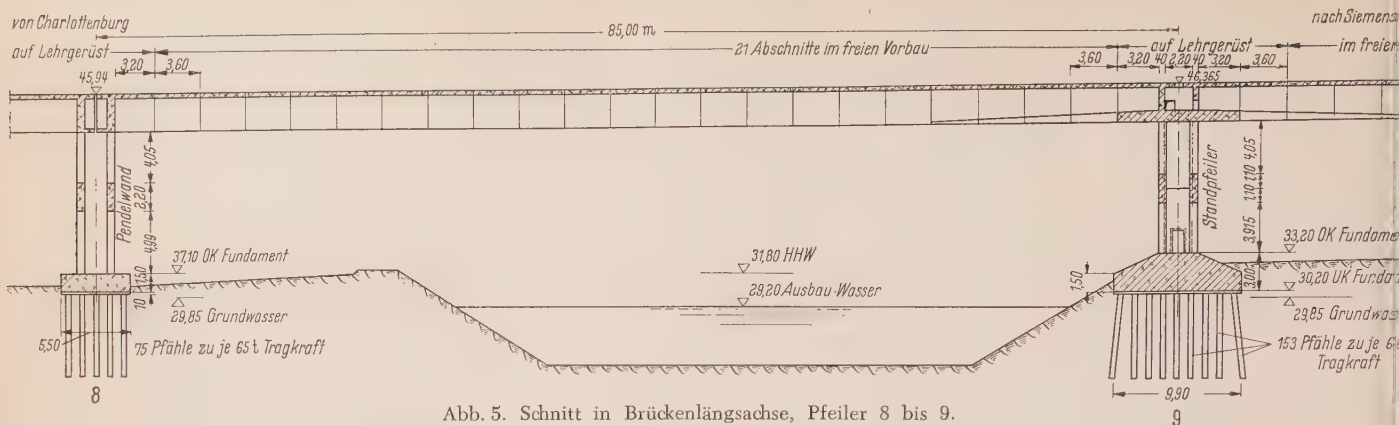


Abb. 5. Schnitt in Brückenlängsachse, Pfeiler 8 bis 9.

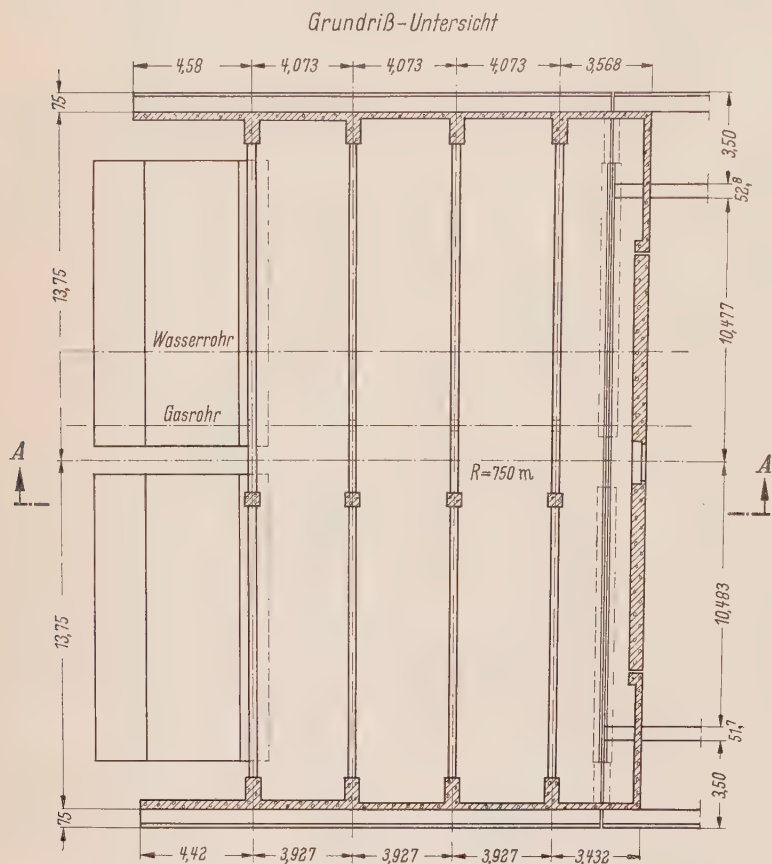


Abb. 6a. Widerlager A im Grundriß.

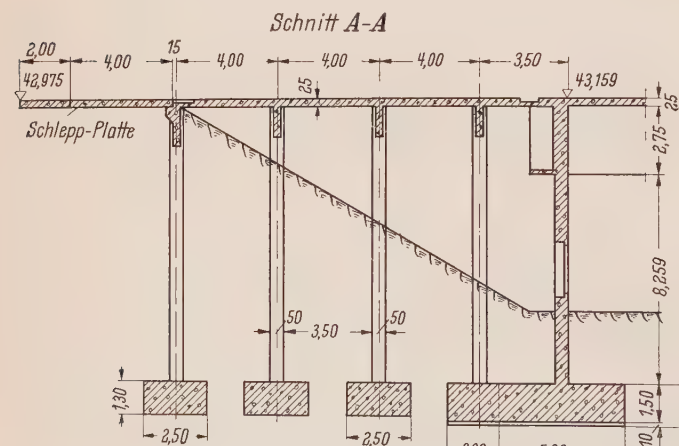


Abb. 6b. Widerlager A im Schnitt.

zunehmender näher beschrieben werden. Er verspricht eine in ästhetischer, konstruktiver und wirtschaftlicher Hinsicht voll befriedigende Lösung.

Die Konstruktion des Brückenbauwerks besteht aus 6 Zweifeldrahmen, deren Mittelstiele voll eingespannt sind, mit Spannweiten bis zu 85 m (Abb. 3a). Ihre Fundamente sind mit Ausnahme des Pfeilers 11 auf Preßbetonbohrpfählen (System Wolfsholz) mit 65 t Tragkraft gegründet. Der unterschiedlichen Belastung entsprechend erhalten die Fundamente der Mittelstützen 153 Pfähle und die der Endstützen 60 bis 75 Stück je nach der Beschaffenheit des Baugrundes besitzen diese Längen von 6,5 bis 11,0 m (Abb. 4a, b und 5). Als Rahmenriegel wurde ein 3 m hohe Parallelträger mit zwei dreistegigen Hohlkästen gewählt (Abb. 3b). Die festeingespannte Mittelstütze jedes Zweifeldrahmens ist gleichfalls als steifer Kastenquerschnitt ausgebildet, während die Außenstützen dünne Wandscheiben darstellen, die infolge ihrer großen Elastizität (bzw. geringen Steifigkeit) pendelartig wirken. Die Trägheitsmomente der Außenstiele verhalten sich zu dem des Mittelstieles wie 1 : 90! Die Pfeilerwände durchdringen oben den Rahmenriegel und sind dort als Querscheiben ausgebildet. Die beiden 60 cm dicken Pendelwände zweier benachbarter Rahmensysteme stehen auf einem gemeinsamen Fundament und weisen die gleiche äußere Form auf wie die Mittelstütze. Die Gestaltung der Stützen — insbesondere deren X-Form (in Querrichtung der Brücke) sowie ihre starke Profilierung — ist zusammen mit dem ruhigen Band des Parallelträgers charakteristisch für das Bauwerk und erweist sich bereits jetzt als sehr wirkungsvoll. Mit der Konstruktion wurde erreicht, daß bei dem ganzen Bauwerk keine Lager und Gelenke benötigt werden und daß lediglich insgesamt sechs Dilatationsfugen — die Fahrbahnübergänge als Fingerkonstruktion, die Übergänge der Randstreifen als Schleppblechkonstruktion — in Entfernungen von 136 bis 170 m angeordnet werden müssen. Sie liegen über den Pendelstützen und können daher gut überwacht werden.

Die obere Platte (Fahrbahn) besitzt eine gleichmäßige Dicke von 30 cm, während die der unteren Hohlkastenplatte von 12 cm im Bereich der positiven Momente gegen die Mittelstütze hin auf 85 cm anwächst (Abb. 5). Dort ist sie als Druckplatte auch zwischen den beiden Hohlkästen durchgeführt. Die Dicke der Stege (Rippen) beträgt — gleichfalls der Beanspruchung folgend — im Feld 40 cm und an der Stütze 65 cm. Die äußere Wand der Hohlkästen ist unter 5 : 1 gegen die Senkrechte geneigt.

Das Endwiderlager A besteht aus einer äußerlich geschlossen, auf 12 Pfeilern ruhenden Stahlbetonkonstruktion, auf der die vorgespannte Fahrbahnplatte liegt. Der Erdkörper ist innerhalb des Widerlagers frei abgebocht (Abb. 6a und b). Das Widerlager B wird als hoch liegendes sog. verlorenes Widerlager ausgebildet, das auf einer Bockkonstruktion ruht.

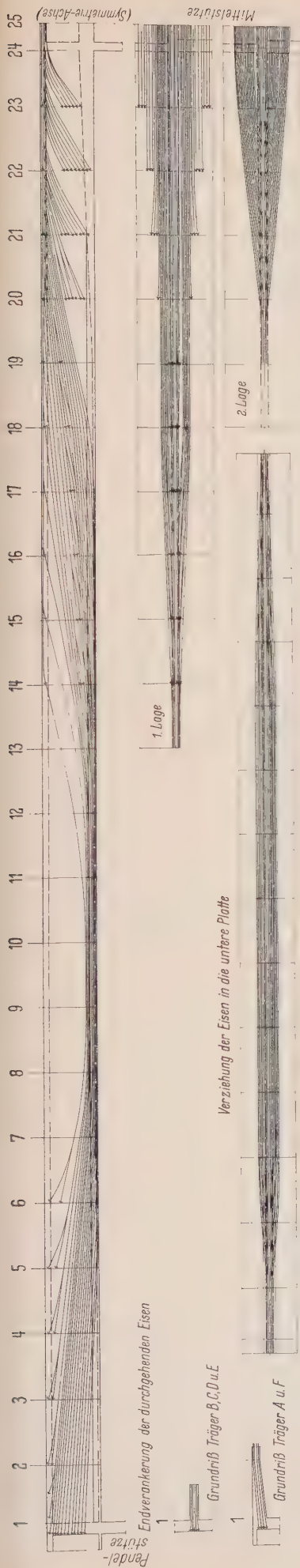


Abb. 7. Spannbewehrung der Längsträger B und E in Längsschnitt und Grundriß.

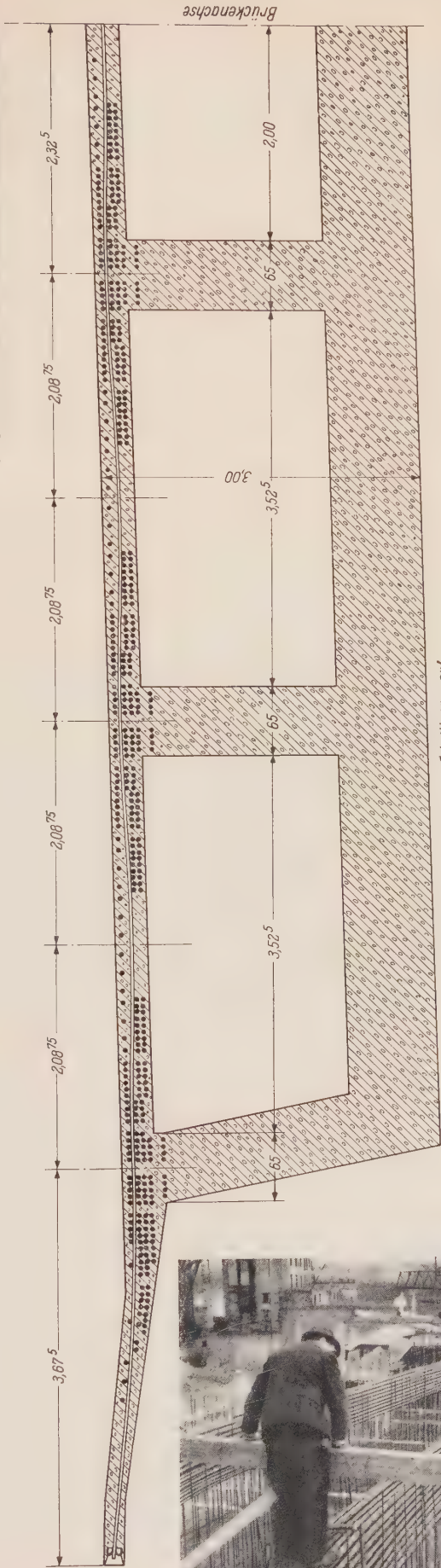


Abb. 8. Spannbewehrung im Schnitt 24 (Mittelstütze).

Schnitt 24 u. 24'

Der vorgespannte Rahmenriegel des ganzen Bauwerkes wird im freien Vorbau errichtet; infolge seines statischen und konstruktiven Aufbaues ist das Tragwerk für diese Bauweise in besonderem Maße geeignet. Die Stützen sind nicht vorgespannt. Abb. 7 zeigt die Spannbewehrung eines Rahmenriegels (Träger B und E) in Längsschnitt und Grundriß. An der Stütze beginnt das Bewehrungsbündel mit drei in der oberen Platte liegenden Lagen, die nach dem Feld hin zum größten Teil in den Steg hineinlaufen. Ein Teil der Spannstähle endet bereits vor Kopf der ersten drei Vorbauabschnitte, während der übrige Teil zur Deckung der positiven Momente durchläuft. In den Abb. 8, 9 und 10 ist dargestellt, wie die Spannstähle in drei charakteristischen Querschnitten liegen bzw. welche Stähle dort verankert sind (durch Kreise angedeutet). Die Spannstränge — auch die durchgehenden — sind in jedem zweiten Vorbauabschnitt durch Muffen gestoßen. Die Verankerung besteht aus Ankerhaken, wie sie beim Dywidag-Spannbeton seit einiger Zeit verwendet werden. Die stark beanspruchten Querträger an den Stützen haben eine neunlagige obere Spannbewehrung, die fächerartig nach unten gezogen ist (Abb. 11).



Abb. 11. Spannbewehrung eines Querträgers (an der Stütze).

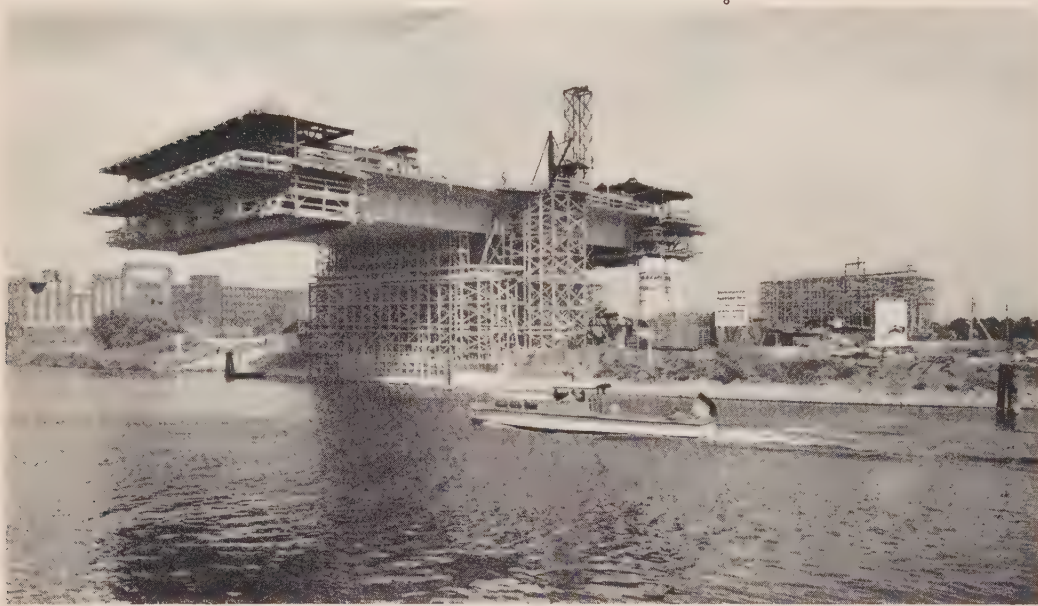
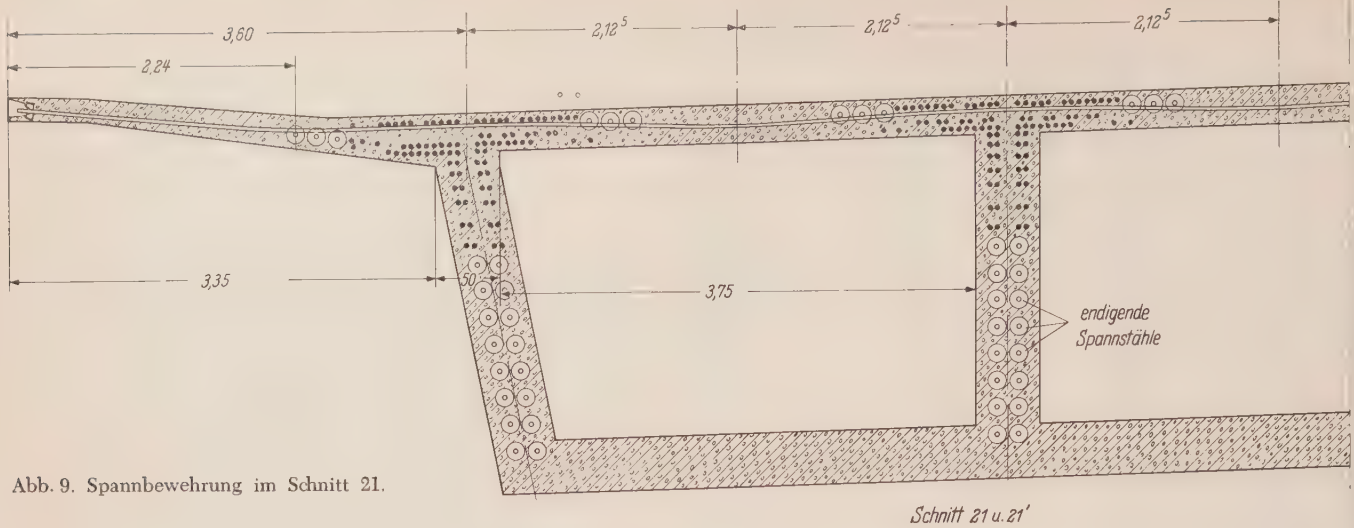


Abb. 12. Freivorbau im 6. Abschnitt.



Abb. 13. Einsetzen der Seilverankerung.

Der freie Vorbau

Die Vorbauabschnitte (Lamellen) des Rahmenriegels sind — wie bei der Dischingerbrücke in Berlin bereits 1956 ausgeführt — 3,60 m lang. Eine größere Abschnittlänge

würde unwirtschaftliche Abmessungen und Gewichte der Vorbauwagen zur Folge haben. Diese Wagen aus Stahlkonstruktion stützen sich auf dem letzten und drittletzten abgebundenen Abschnitt des Rahmenriegels ab, sind un-

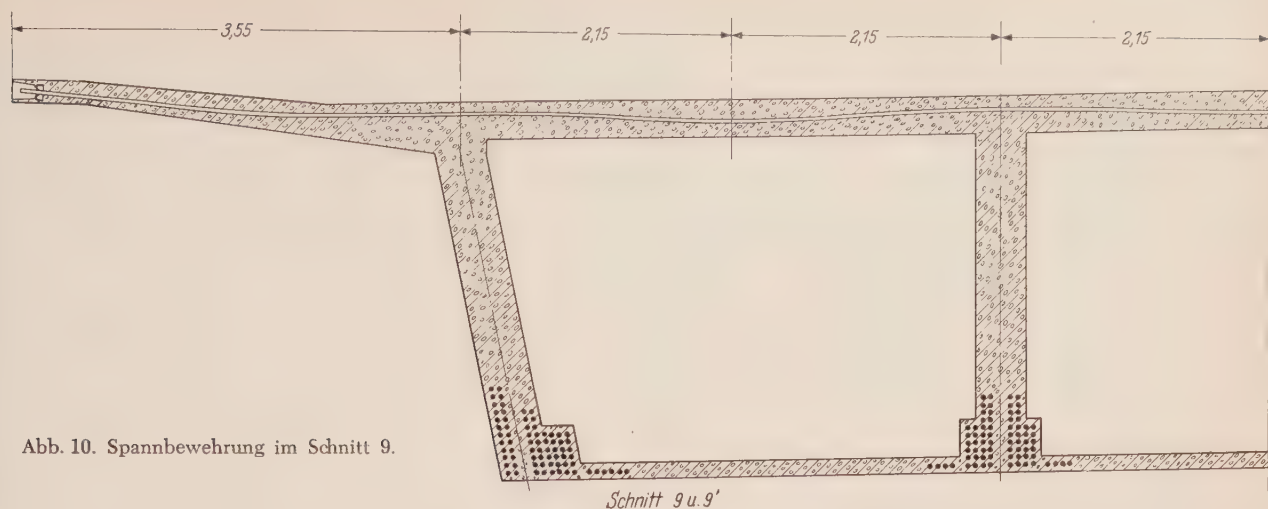


Abb. 10. Spannbewehrung im Schnitt 9.



Abb. 14. Vorbau bei
Abschnitt 17.

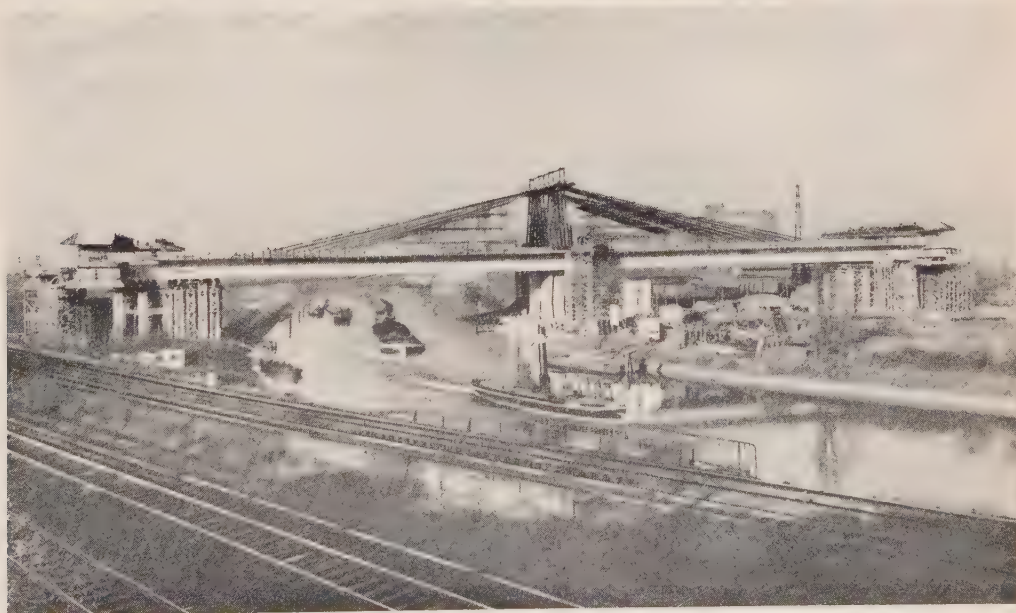


Abb. 15. 170 m langer
Rahmenriegel, kurz vor dem
Schließen der Rahmenecke.

gefähr 12 m lang und reichen über die volle Breite des Tragwerks, also über 29 m. Sie besitzen dementsprechend ein beachtliches Gewicht: 94 t. Hinzu tritt das Gewicht der Schalung in Höhe von rund 30 t. Die größte Betonlast eines

Vorbauabschnittes (Lamelle 2 unmittelbar am Pfeiler) beträgt etwa 260 t; zur Mitte des Riegels hin nehmen die Lamellengewichte entsprechend der Verringerung des Querschnittes ab auf etwa 150 t. Während des Betonierens

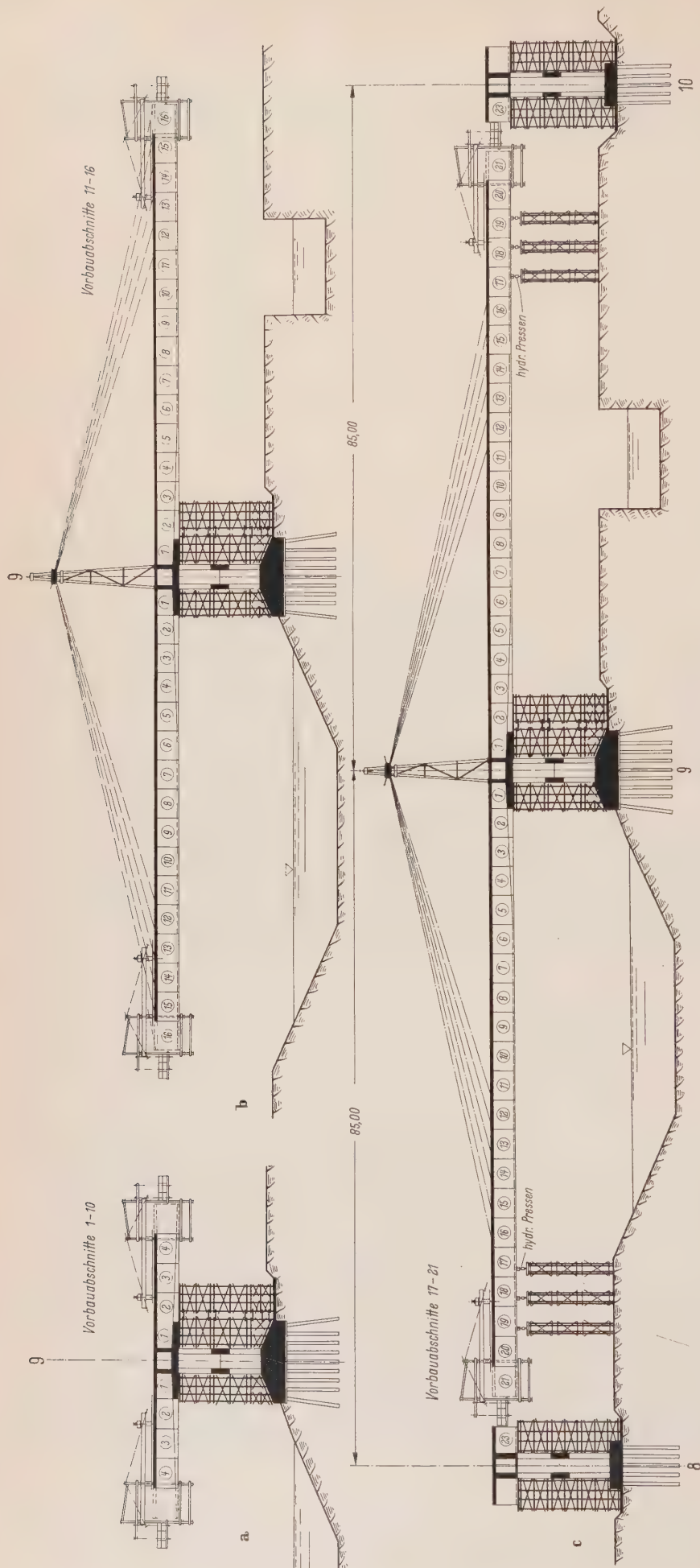


Abb. 16a, b, c. Prinzip des Bauvorganges.

ist der Vorbauwagen unter seinen sechs Längsträgern abgestützt und hinten im bereits fertigen Tragwerk verankert. Beim Vorfahren entfallen die vier Mittelunterstützungen; der Wagen hat jedoch dann nur sein eigenes Gewicht und einen Teil der Schallung zu tragen.

Zum freien Vorbau eines Zweifeldrahmens sind jeweils zwei Vorbauwagen erforderlich, die an der Mittelstütze eingesetzt werden und von da nach den Außenstützen hin arbeiten. Ein kleiner Teil des Rahmenriegels muß jedoch zuvor auf Lehrgerüst erstellt werden, um den beiden Vorbauwagen erst eine Arbeitsbasis zu schaffen. Es ist selbstverständlich bei nur 3,0 m Bauhöhe nicht möglich, den 85 m langen Rahmenriegel frei auskragend zu errichten, wenn nicht besondere Hilfsmaßnahmen ergriffen werden. Sie bestehen in diesem Fall aus einer behelfsmäßigen Abspannung des Rahmenriegels mit Hilfe von Seilen (Spannstahl ϕ 26 mm aus St 80/105), die an der Spitze eines über dem Mittelpfeiler errichteten 13 m hohen Pylons befestigt sind. Diese Pylonen sind verhältnismäßig niedrig gewählt und die Seile verlaufen dementsprechend flach. Hierdurch ist zwar eine größere Anzahl Ankerseile nötig, doch besteht bei dem flachen Einfallwinkel der Kräfte die Möglichkeit der einfachen Verankerung in der oberen Platte, während bei größerer Pylonenhöhe die Stege hierfür herangezogen werden müßten. Außerdem ist die Empfindlichkeit der Seilkräfte gegen ungleiche Belastung der Kragarme hierbei nicht so groß. Da diese Seilverankerung erst nach dem Passieren des Vorbauwagens eingebaut werden kann, tritt zur Sicherung der vordersten Betonlamellen noch eine zusätzliche Vorspannbewehrung hinzu, die in der oberen Platte liegt. Diese Spanneisen — konstant 4 Stück je Steg, also 24 insgesamt — sind gerade geführt und werden nach dem Schließen der Rahmenecke wieder ausgebaut, weil sie im Endzustand nicht erforderlich sind. Nach dem Betonieren des Abschnittes 11 und nach Vorrücken des Vorbauwagens zum Betonieren von Abschnitt 12 wird Abschnitt 11 am Pylon durch 18 Spanneisen verankert, die eine nach oben gerichtete Stützkraft von 157 t und eine waagerechte Längskraft von 501 t auf den Riegel ausüben, sofern sie eine mittels Pressen eingeleitete Vorspannung (28 t je Stab) erhalten. Die größte freiauskragende Länge — von der Stütze aus gemessen — beträgt $11 \cdot 3,60 \text{ m} = 39,60 \text{ m}$. Nach Betonieren von Abschnitt 12 wird dieser durch die erwähnten zusätzlichen Spannstähle, die in Abschnitt 10 verankert sind, gehalten. Dann rückt der Vorbauwagen zum Betonieren des Abschnittes 13 vor und es wer-

den die Verankerungsseile für den Abschnitt 12 montiert. Dieser Vorgang wiederholt sich bis zum Abschnitt 16. Abb. 12 zeigt den freien Vorbau im 6. Abschnitt bei Pfeiler 9; im Hintergrund ist ganz rechts die Rüstung für Pfeiler 10 zu sehen. In Abb. 13 wird der Beginn der Seilverankerung am Pylon gezeigt. Man erkennt hier besonders gut den Vorteil des gerüstlosen Vorbaues für die Schifffahrt. Während die zusätzliche Vorspannung je Abschnitt aus 24 Spannstählen ϕ 26 mm besteht, wächst die Anzahl der Pyloneneisen — der geringer werdenden Neigung entsprechend — von 18 bis zu 24 an und erreicht die Gesamtzahl von 124 Stück je Seite (Abb. 14).

Von Abschnitt 17 ab wird die Verankerung mittels Seilen durch Hilfsunterstützungen auf Holzgerüsten ersetzt. Diese stehen bei der Hauptöffnung über der Spree bereits auf dem jenseitigen Flußufer vor Pfeiler 8. Die an diesen Unterstützungspunkten angeordneten hydraulischen Pressen sind gekoppelt, so daß Kräfte von bestimmter Größe gleichmäßig eingeleitet werden können. Auf diese Weise kann der gesamte Bauvorgang überwacht werden. Bei den letzten Lamellen ergibt die statische Berechnung für den Lastfall „Vorbauwagen + untere Stützkraft bei Punkt n , vorgespannt bis Punkt n “ unten Zugspannungen. Um diese abzubauen, wird jeweils bei der letzten Unterstützung zunächst nur die halbe Kraft aufgebracht, die andere Hälfte erst nach dem Betonieren.

Der Vorbauwagen arbeitet noch bis zu dem vorletzten Abschnitt vor dem Endpfeiler (Abb. 15) und wird dann abgebaut; die letzte Lamelle bis über den Stiel hinaus wird auf Lehrgerüst betoniert. Diese Vorgänge spielen sich in beiden Feldern gleichzeitig ab, so daß dann der Zweifeldrahmen geschlossen ist.

Zur Ergänzung der Fotos werden in den Abb. 16a, b und c die wesentlichen Bauphasen noch einmal anschaulich dargestellt.

Sehr wichtig für das weitere Verhalten des Tragwerkes nach dem Schließen der Rahmenecke ist die Erfüllung der Bedingung, daß die Gesamtdurchbiegungen im freien Vorbau klein sind, denn die sich dann allmählich einstellenden Kräfteumlagerungen und plastischen Verformungen — das sogenannte Systemkriechen — werden auch entsprechend gering sein, wenn die Durchbiegungen klein sind. Die Schnittkräfte zur Zeit des Zusammenschlusses haben infolge des Kriechens des Betons einen Einfluß auf die statisch unbestimmten Größen, und zwar ist

$X^t = X(1 - e^{-\varphi^t})$, hierbei wird für φ^t das Endkriechmaß 2,0 eingesetzt, obgleich durch den freien Vorbau bereits ein Teil des Kriechprozesses abgelaufen ist; es wird demnach $1 - e^{-\varphi^t} = 0,86466$.

Die Momentenlinie beim Abschluß des freien Vorbaues ist in Abb. 17a dargestellt; die Werte sind, verglichen mit denen des Gesamtsystems, klein. Damit werden auch die statisch unbestimmten Größen X und entsprechend auch die Werte X^{φ^t} klein. Die sich hieraus ergebenden Momente für den Lastfall Systemkriechen sind dementsprechend auch verhältnismäßig gering (maximal über der Stütze etwa + 700 tm). Die Abb. 17b und 17c zeigen die Momentenlinien am Gesamtsystem für Eigengewicht und Verkehr. Das maximale Stützmoment für Eigengewicht beträgt rund 52 300 tm, das aus Verkehr rund 10 300 tm.

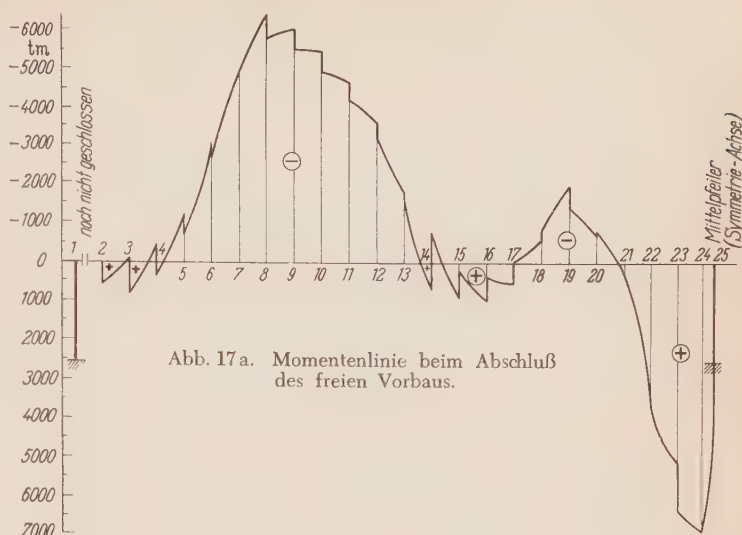


Abb. 17a. Momentenlinie beim Abschluß des freien Vorbaus.

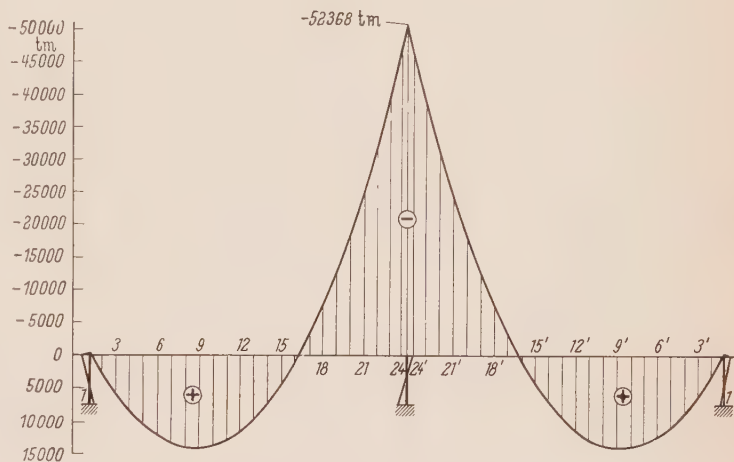


Abb. 17b. Momentenlinie für Lastfall; Eigengewicht am Gesamtsystem.

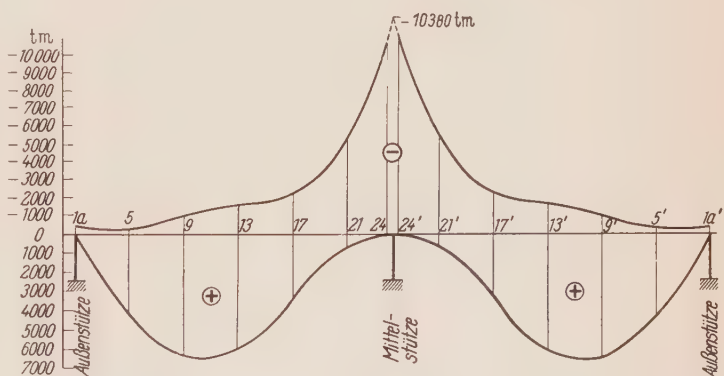


Abb. 17c. Linie der Maximalmomente infolge Verkehr.

Entwässerung

Bei einer Brücke von dieser Größe spielt die Entwässerung der Fahrbahn eine nicht unbedeutende Rolle. Die Fahrbahn des Nordwestbogens erhält im Abstand von etwa 25 m Regeneinläufe im Bordstein, der aus Gründen der Fahrsicherheit und, um die Benutzung der seitlichen Standspuren zu ermöglichen, als überfahrbarer Wellenbord ausgebildet ist. Diese Einläufe entwässern nach einer innerhalb des Hohlkastens geführten Rinne, die an der oberen Platte mittels Jordahlschienen aufgehängt ist (siehe Abb. 3b).

Da keine Möglichkeit besteht, innerhalb des überbrückten großen Bahndreiecks eine Vorflut für die Brückenentwässerung zu schaffen, muß diese Rinne mit 0,83 ‰ Gefälle vom Pfeiler 9 bis zum Pfeiler 3 auf eine Entfernung von 410 m in einem Strang durchgeführt werden. Von Pfeiler 9 bis Pfeiler 11 liegt sie im Gegengefälle von 0,35 ‰. An den Pfeilern 1, 3 und 11 wird das Wasser durch Abfallrohre innerhalb des hohlen Pfeilerschaftes nach unten zur Kanalisation der Stadtentwässerung geleitet. Die Pfeiler besitzen Steigleitern und die Hohlkästen des Überbaues sind begehrbar, so daß eine Überprüfung und Reinigung der Leitungen jederzeit möglich ist. Unterhalb der Dilatationen wird das dort anfallende Wasser unmittelbar in einer Rinne abgezogen, die in das geschilderte Rinnen- und Rohrsystem einmündet.

Beleuchtung

Wie der gesamte Schnellstraßen-Stadtring soll auch der Brückenabschnitt besondere Beleuchtung erhalten. Zur Zeit laufen Untersuchungen über die Möglichkeit der Ausleuchtung dieser breiten Fahrbahn (der innere Fahrbahnrand ist von der Brüstung 13,30 m entfernt) von der Geländerbrüstung aus. Es wird erwogen, diese Beleuchtung indirekt zur Erhöhung der äußeren Wirkung des Bauwerkes bei Nacht heranzuziehen.

Behandlung der Sichtflächen

Die unteren Ansichtsflächen des Überbaues werden mit 1 mm starken Stahlblechtafeln und seine Seitenflächen mit Sperrholzplatten (Westagplatten) geschalt. Die Ansichtsflächen der Pfeiler und Widerlager erhalten eine Schalung aus ölgetränkten Hartfaserplatten. Auf sorgfältige, planmäßig festgelegte Fugenteilung wird besonders geachtet; die Fugen sind durch gehobelte Deckleisten betont, und zwar durch Trapezleisten bei den die Vorbauabschnitte begrenzenden Fugen und durch Halbrundleisten bei allen übrigen. Mit Hilfe dieser Maßnahmen gelang es, dem Bauwerk eine in ästhetischer Hinsicht befriedigende und vor allem auch dauerhafte Außenfläche zu geben.

Die Baudurchführung

a) örtlich. Sowohl die Gründung als auch die eigentliche Brücke erfordern keine besonderen Anlagen, die über das übliche Maß hinausgehen. Die Betonmischanlage einschließlich Zementsilo und Lagerung der Zuschlagstoffe wird jeweils unmittelbar an der Mittelstütze eines Zweifeldrahmens aufgebaut. Von dort wird der gemischte Beton durch Aufzug auf die gewünschte Höhe (Pfeiler oder Überbau) gefördert und zum Betonieren des Rahmenriegels mittels motorisierten sog. Japanern zu dem jeweiligen Vorbauabschnitt längs verfahren. Um ungehindert bei Frost (bis etwa -10°C) durcharbeiten zu können, wurden die Zuschlagstoffe mit Dampf angeheizt, das Anmachwasser erwärmt, die Vorbauwagen wettersicher verschalt und mit Öfen beheizt.

b) zeitlich. Im Februar 1958 wurde mit den Bauarbeiten begonnen. Da zwischen den Pfeilern 8 und 10 die Geländeverhältnisse klarlagen und vor allem kein Bahngelände berührt wird (die Verhandlungen mit der „Reichsbahn“ waren noch nicht abgeschlossen), wurde bei Pfeiler 9 angefangen — also bei dem Zweifeldrahmen, der die größten Stützweiten aufweist ($2 \times 85\text{ m}$). Im Mai (Spannbetonkongreß) konnte der Freivorbau von dort mit zwei Vorbauwagen beginnen. Der Rahmen wurde unter Zuhilfenahme der geschilderten Winterbaumaßnahmen im Januar 1959 vollendet.

Mittlerweile waren noch die Pfeiler 11, 1, 2 und 3 gegründet und teilweise hochgeführt worden, so daß vom Februar 1959 an mit dem Einsatz zweier weiterer Vor-

bauwagen begonnen werden konnte, die von Pfeiler 3 aus nach beiden Seitenfeldern arbeiten. Die Widerlager B und A werden im Laufe des Frühjahres errichtet. Noch im Februar nahm nach Umsetzen das Vorbauwagenpaar I die Öffnungen 11—10 und 11—12 in Angriff. Nach Fertigstellen dieser Rahmen etwa im Juli dieses Jahres werden vom Wagenpaar I die Rahmenriegel 7—8 und 7—6 sowie vom Wagenpaar II die Öffnungen 1—2 und 1—A vorgebaut. Diese Arbeiten sollen nach dem Arbeitsplan um die Jahreswende 1959/60 abgeschlossen sein, so daß für das erste Wagenpaar im dritten Baujahr (1960) nur die Öffnungen 5—6 und 5—4 verbleiben. Die neu hinzukommende 30 m lange Endöffnung vor Widerlager B wird im Frühjahr 1959 auf Lehrgerüst erstellt. Vom Sommer 1959 an werden neben den geschilderten Arbeiten noch die Gesimse und Bordsteine betoniert, das Gelände aufgestellt und der Asphaltbelag aufgebracht werden. Im Frühjahr 1961 kann somit mit der Fertigstellung des gesamten — einschließlich der Widerlager — über 900 m langen Bauwerkes gerechnet werden.

Zur Bewältigung eines 3,60 m langen Vorbauabschnittes wird jeweils eine Woche benötigt. Dieser 7-Tagetakt ergibt sich zwangsläufig aus den zur Verfügung stehenden Wochentagen (praktisch ohne Sonnabend!) und aus dem Umfang der anfallenden Arbeiten: Vorfahren, Einschalen, Verlegen der schlaffen und der Spannbewehrung, Betonieren, Ausschalen der Wände, Nachbehandeln des Betons, Vorspannen und Injizieren. Der regelmäßig freitags betonierte Abschnitt wird am folgenden Montag bereits vorgespannt und injiziert. Von Dienstag bis Donnerstag wird sodann der nächste Vorbauabschnitt vorbereitet. Eine besonders wichtige Rolle spielt das genaue Einmessen der Schalung und das ständige Überprüfen des fertiggestellten Bauwerkes.

Baustoffmengen

Von den wesentlichen Baustoffmengen, die bei dem Bauwerk eingebaut werden, seien folgende genannt:

5200 m Preßbetonpfähle, System Wolfsholz, ϕ 43 cm mit einer Tragfähigkeit von etwa 65 t. 4038 m³ Stahlbeton der Fundamente, Pfeiler und Widerlager in B 225 unter Verwendung von Z 275 (Hochofenzement wegen aggressiven Grundwassers).

18 300 m³ Stahlbeton des gesamten Überbaues in B 450 unter Verwendung von Z 375.

924 t Betonstahl ϕ 10—32 mm für Fundamente, Pfeiler, Widerlager und Überbau.

433 000 m Spannelemente mit 28 t-Nennleistung St 80/105 (das sind also 433 km, die der Entfernung Berlin-Ruhrgebiet entsprechen!).

Baukosten

Die eingangs erwähnte Auftragssumme erhöht sich nach Erfassung der Zusatzarbeiten (wie Gesims, Leitplanken, Bordschwellen usw.) auf 12 730 000,— DM. Hierzu kommen noch die Kosten für Beleuchtung, Geländer und Personal, die Gesamtsumme wird sich daher auf etwa 15 Millionen DM belaufen. Diesen Zahlen entsprechen bei einer gesamten Bauwerksfläche (Brücke einschließlich der beiden Widerlager) von $(876 + 16,5 + 32,5) \cdot 29 = 26\,500\text{ m}^2$ folgende Werte:

Rohbaukosten $12\,347\,000,- / 26\,500 = 466,-$ DM/m² und Vollausbau einschließlich der Personalkosten $15\,000\,000,- / 26\,500 = 566,-$ DM/m².

Zu berücksichtigen ist bei diesen Zahlen außer den großen Stützweiten, daß sämtliche Pfeiler mit nur einer Ausnahme auf Betonpfählen gegründet werden und daß sie infolge des großen Höhenunterschiedes zwischen überführter Straße und Gelände (im Mittel 13 m) verhältnismäßig hoch sind.

Die Tragkonstruktion des Neubaues der Hessischen Landesbank in Darmstadt*

Von Prof. Dr.-Ing. A. Mehmel und Dipl.-Ing. E. Kern, Darmstadt

DK 624.012.45 : 725.24 (43-2.49) : 332.12 (434.1)

1. Baubeschreibung

Das Bauwerk besteht aus zwei Kellergeschossen, Erdgeschoß, vier Obergeschossen und Dachgeschoß. Abb. 1 zeigt den Normalquerschnitt mit seinen Hauptabmessungen.

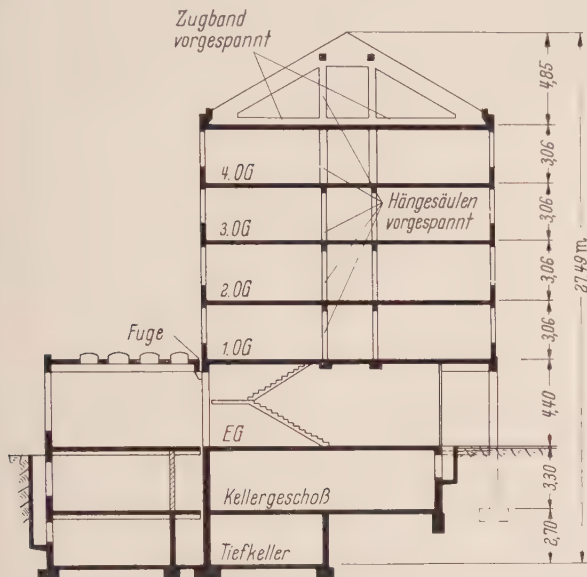


Abb. 1. Querschnitt des Gebäudes im Bereich der Hängekonstruktion (Schnitt I—I).

gen. Im Grundriß gliedert sich das Gebäude in den Hauptbau und die Anbauten. Auf eine Länge von rund 30 m fehlen im Ostteil des Erdgeschosses die Innensäulen (Abb. 2).

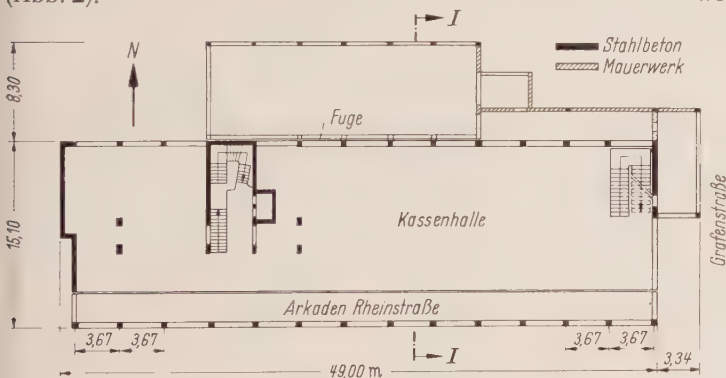


Abb. 2. Erdgeschoß-Grundriß.

Die Tragkonstruktionen des Bauwerkes bestehen im wesentlichen aus Stahlbeton. Nur im Erd- und Kellergeschoß ist Mauerwerk zur Abtragung von Deckenlasten herangezogen.

Die Verkehrslasten sind gemäß DIN 1055 für Büro- und Diensträume angenommen. Für leichte und unbelastete Trennwände ist ein Zuschlag von 125 kg/m² berücksichtigt.

2. Baugrundverhältnisse

Bohrungen ergaben, daß der Baugrund unter der Gründungsohle durch eine starke Schicht pleistozänen Sediments charakterisiert ist, das kaum noch setzungsfähig ist

* Bauherr: Hessische Landesbank, Niederlassung Darmstadt. Entwurf: Architekt BDA Oberregierungsbaudirektor H. Köhler, Bad Homburg. Planbearbeitung: Architektenbüro O. Apel, Frankfurt/Main. Statik: Prof. Dr.-Ing. A. Mehmel, Darmstadt. Bauleitung: Architekt M. Müller, Darmstadt. Bauausführung: Arbeitsgemeinschaft Wayss u. Freytag AG., Frankfurt/Main — A. Schuchmann, Darmstadt.

und die für die oberrheinische Tiefebene verhältnismäßig hohe mittlere Bodenpressung von 2,5 kg/cm² zuläßt. Es konnte daher die wirtschaftliche Flachgründung in Form von Einzel- und Streifenfundamenten gewählt werden.

Die unmittelbar neben dem Gebäude vorbeiführende, stark befahrene Rheinstraße ließ eine Abböschung der rund 7 m tiefen Baugrube nach dieser Seite hin nicht zu. Auf die gesamte Gebäudelänge von rund 50 m wurde eine Spundwand geschlagen; diese verblieb im Boden, weil durch das Ziehen der Bohlen eine starke Auflockerung des Bodens unmittelbar neben dem hochbelasteten Stützenfundament befürchtet wurde.

3. Statische und konstruktive Details

3.1 Hängekonstruktion

3.1.1 Allgemeines. Vom Bauherrn wurde im Erdgeschoß eine stützenfreie Kassenhalle gewünscht. Es mußte dadurch, wie unter 1. bereits erwähnt, eine Fläche

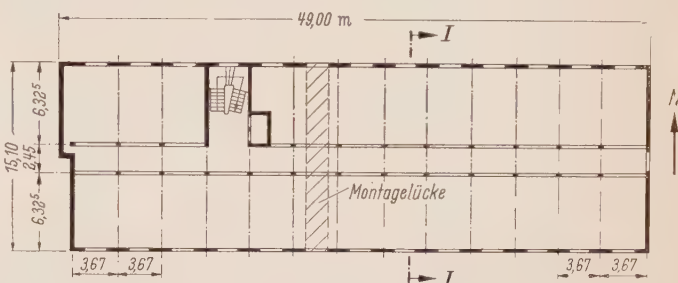


Abb. 3. Grundriß eines Normal-Obergeschosses.

von rund 15 · 30 m² stützenfrei überbrückt und die gesamte Last aus der Erdgeschoßdecke, den vier Obergeschossen und dem Dachgeschoß von den Außenstützen abgetragen werden (Abb. 1, 2 und 3).

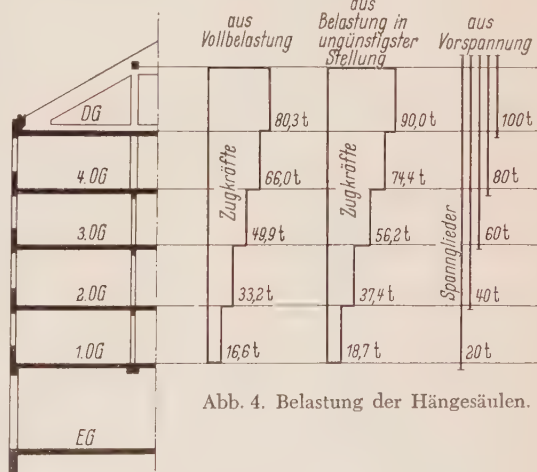
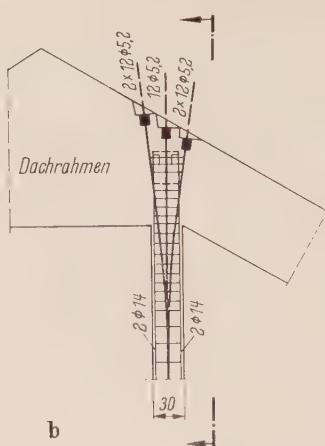
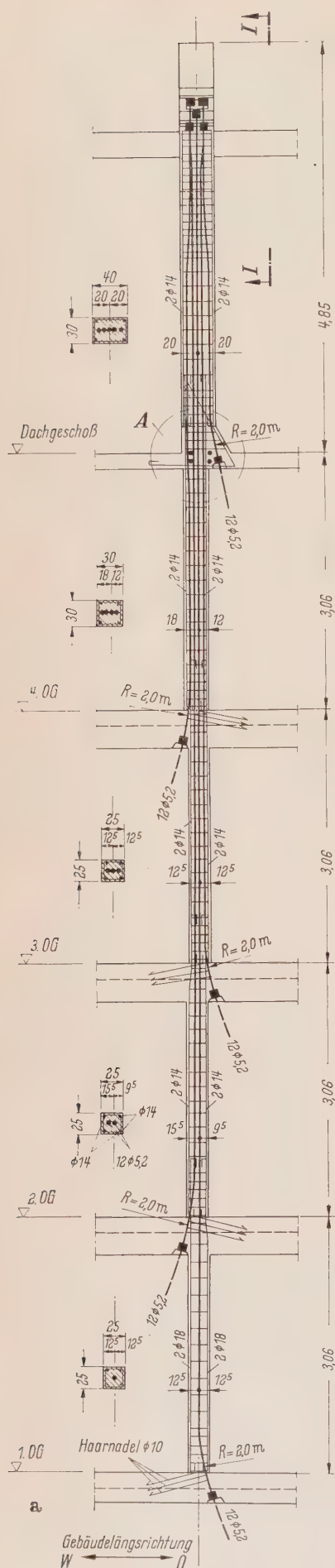


Abb. 4. Belastung der Hängesäulen.

Ausreichende Konstruktionshöhe für abfangende Träger in Höhe der Decken stand nicht zur Verfügung — aus städtebaulichen Gründen waren die Geschoßhöhen des Nachbargebäudes einzuhalten —, so daß ein anderer Weg der Lastabtragung zu wählen war. Vorberechnungen verschiedener Konstruktionsmöglichkeiten ließen unter Berücksichtigung wirtschaftlicher Gesichtspunkte die nachfolgend beschriebene Tragkonstruktion am günstigsten erscheinen.

Die Geschoßdecken — einachsige in Gebäudequerrichtung gespannte Stahlbetonplatten — geben ihre Lasten an zwei in Gebäudelängsrichtung verlaufende Stahlbetonunterzüge ab. Diese hängen sich in Abständen von 3,67 m an vorgespannte Zugglieder, die ihre Last an Stahlbetondachrahmen weiterleiten. Die Dachrahmen werden im



Beton : B 300
Betonstahl : St III
Spannstahl : St 145/160

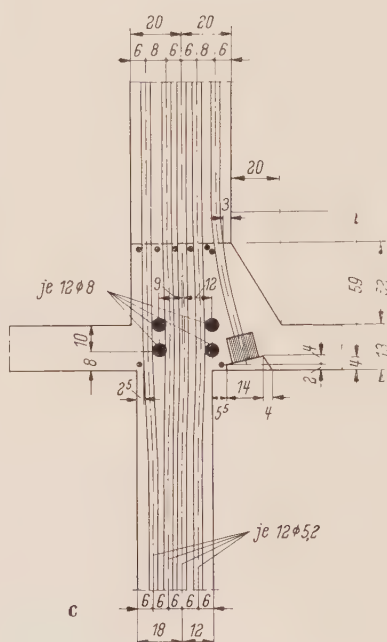


Abb. 5a. Vorgespannte Hängesäule.

Abb. 5b. Schnitt I—I.

Abb. 5c. Punkt A im Detail.

wesentlichen nur durch Normalkräfte beansprucht und sind in der Lage, die gesamten Lasten aus den Geschoßdecken und dem Dach über rund 15,0 m Spannweite auf die Außenwände abzutragen. Die Zugbandkraft wird in Höhe der obersten Geschoßdecke von Spanngliedern aufgenommen.

Diese Hängekonstruktion ist erst dann tragfähig, wenn Dachrahmen und Hängesäulen vorgespannt sind. Die Geschoßlasten waren so lange, d. h. praktisch bis zur Fertigstellung des Rohbaues, auf andere Weise in den Baugrund zu leiten (vgl. 3.13).

3.12 Konstruktive Ausbildung der Bauteile

3.121 Vorgespannte Hängesäulen. Die Hängesäulen erhalten ihre Lasten stufenweise aus den Geschoßdecken. In Abb. 4 sind ihre Normalkraftflächen für die ungünstigste Laststellung und für Vollast angegeben.

Die Aufnahme der Zugkräfte erfolgt durch Vorspannglieder des Spannverfahrens „Freyssinet – Wayss u. Freytag AG.“. Für jede Geschoßlast von rund 19 t ist ein Spannbündel aus 12 gewalzten Spannstählen St 145/160, ϕ 5,2 mm, mit einer zulässigen Vorspannkraft von 22,5 t angeordnet.

Im 1. Obergeschoß ist somit ein Bündel für die Last aus der Erdgeschoßdecke vorhanden. In jeder darüberliegenden Decke kommt ein weiteres Spannglied hinzu, so daß im Dachgeschoß entsprechend den fünf darunterliegenden Decken fünf Spannglieder vorhanden sind (Abb. 4 und 5); sie liegen jeweils in einer Reihe in Gebäude-längsrichtung.

Da man die Spannglieder in ihrer vollen Länge aus arbeitstechnischen Gründen nicht einbauen und auch Stöße der Spanndrähte vermeiden wollte, wurden zunächst nur die Hüllrohre mit Attrappen verlegt. Nach Fertigstellung der Säulen wurden die Attrappen entfernt und die endgültigen Spannstähle eingezogen.

Die Ankerkörper am unteren Ende der Spannglieder sind neben den Säulen in den Unterzügen untergebracht. Die Bündel mußten dadurch auf eine kurze Länge verhältnismäßig stark umgelenkt werden, wie in Abb. 5 zu ersehen ist. Der für die verwendeten Spannglieder übliche Mindestkrümmungsradius von 4,0 m ist deshalb teilweise bis auf 2,0 m reduziert. Da nur von oben vorgespannt wurde, bedeutet dies keinen Spannkraftverlust. Oben wurden die fünf Spannbündel, die in der Stütze in einer Reihe nebeneinander liegen, in Gebäudequerrichtung fächerförmig auseinandergezogen und in der Schrägstrebe des Dachrahmens verankert.

3.122 Dachrahmen. Belastung und statisches System sind in Abb. 6 dargestellt. Lastfall Vollast mit $P_l = P_r = 89,3$ t ergibt die größte Zugbandkraft zu 155 t, der Lastfall mit $P_l = 80,7 + 18,3$ und $P_r = 80,7 - 18,3$ t das größte Biegemoment $M_{\max} = 19,2$ mt. In der Rahmenspitze weichen die gewählte Systemlinie und die vorhandene Schwerlinie voneinander ab. Bei der Bemessung

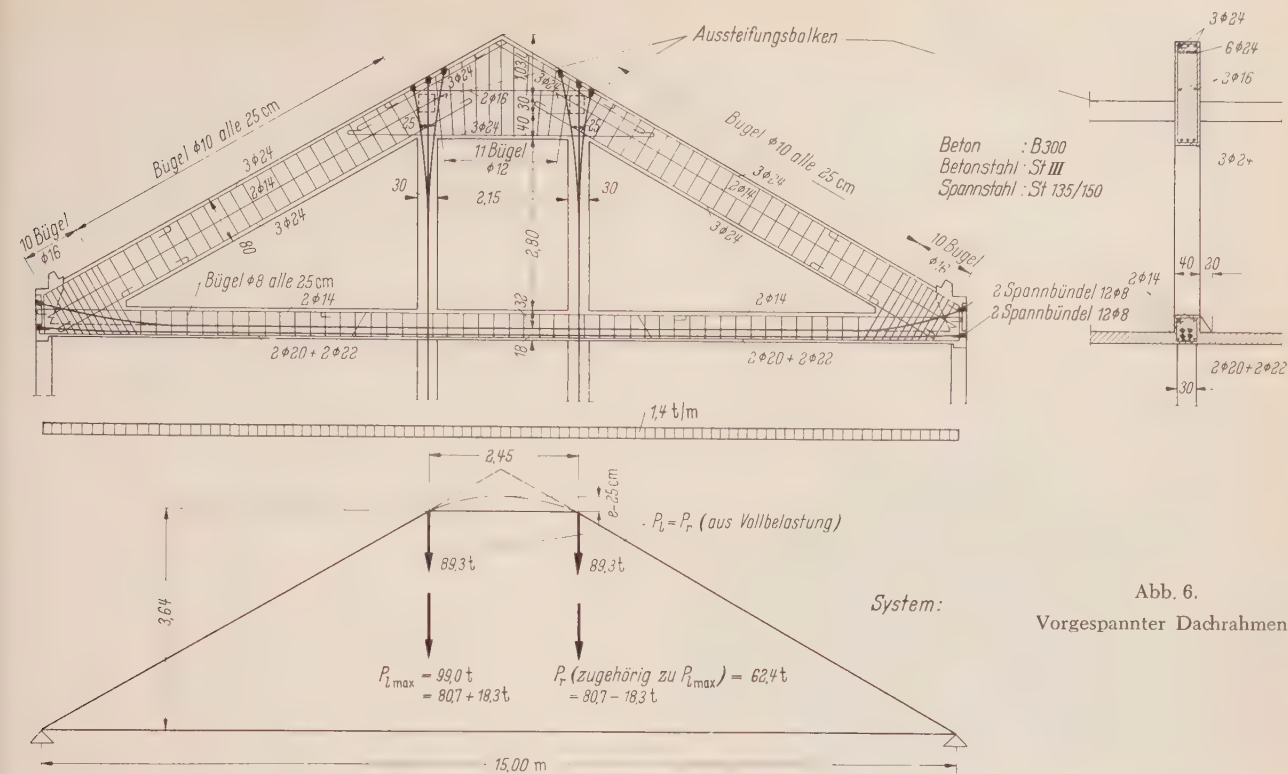


Abb. 6.
Vorgespannter Dachrahmen.



Abb. 7. Dachkonstruktion im Ostteil des Gebäudes.

ist diese Abweichung durch die Annahme eines Biegemomentes $H \cdot e = 155 \cdot 0,25 = 39 \text{ mt}$, wobei e die Abweichung bedeutet, berücksichtigt.

Die Zugbandkraft wird durch Vorspannglieder des Spannverfahrens „Freyssinet – Wayss u. Freytag AG.“ aufgenommen. Es sind vier Spannbündel mit je 12 gewalzten Spannstählen St 135/150, $\phi 8 \text{ mm}$, mit einer zulässigen Vorspannkraft von insgesamt $4 \cdot 49,8 \approx 200 \text{ t}$ verwendet.

Die Spannglieder sind geradlinig etwa in Höhe der Schwerlinie des Plattenbalkenquerschnittes verlegt. An den Enden laufen sie aus Gründen der Verankerung leicht nach oben und seitlich etwas auseinander.

Aus Gründen der Stabilität sind die Dachrahmen an zwei Punkten (Abb. 6 u. 7) durch Stahlbeton-Aussteifungsbalken, die in der 4. Obergeschoßdecke verankert sind, gehalten.

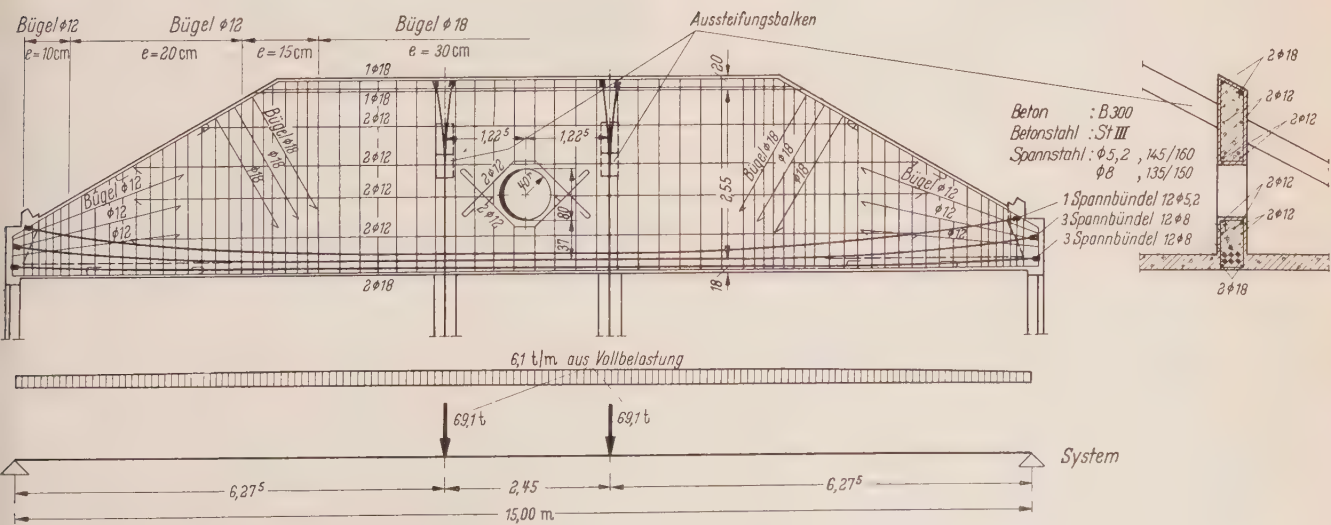


Abb. 8. Vorgespannter Walmträger.

3.123 Vorgespannter Walmträger. Im Bereich des Walmdaches ist der Normal-Dachrahmen in einer Achse durch den in Abb. 8 dargestellten trapezförmigen Spannbetonbalken ersetzt. Die Belastung ist, abgesehen vom Eigengewicht, etwa die gleiche wie für den Normal-Rahmen. Entsprechend der geringeren statischen Höhe gegenüber dem Rahmen ist hier eine größere Vorspannkraft erforderlich. Sie betrug 320 t und wird durch 6 Spannglieder von je 49,8 und 1 Spannglied von 22,4 t Vorspannkraft erzielt.

Besondere Beachtung mußte den an den Knickpunkten aus der Biegedruckkraft resultierenden Zug-Umlenkräften geschenkt werden. Sie sind durch schlaife Bewehrung in

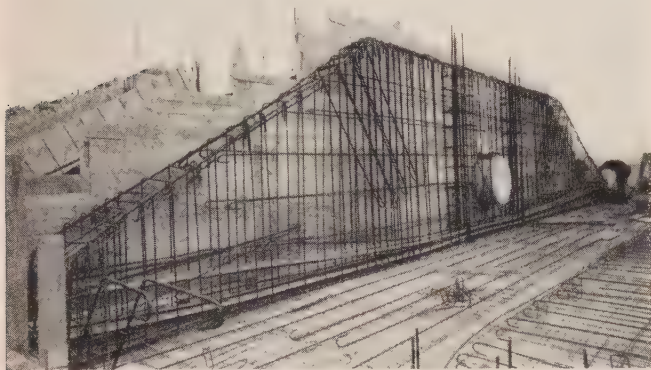


Abb. 9. Bewehrung des Walmträgers.

Form von vertikalen und horizontalen Bügeln und von Schrägeisen aufgenommen (Abb. 8 und 9).

3.124 Spannvorgang. Der Reihenfolge, in der die Bündel gespannt wurden, war besondere Beachtung zu schenken. Es mußte nämlich verhindert werden, daß durch das Vorspannen an solchen Stellen des Bauwerks Kräfte hervorgerufen wurden, wo sie noch nicht aufgenommen werden konnten. Die beste Lösung wäre, gleichzeitiges Vorspannen von Dachkonstruktion und Hängesäulen gewesen. Aus montage-technischen Gründen mußte von dieser Möglichkeit Abstand genommen werden. Formänderungsrechnungen ließen die nachfolgend beschriebene Reihenfolge des Vorspannens am günstigsten erscheinen.

Die Vorspannung wurde in zwei Stufen eingetragen. Bei der ersten Stufe wurde mit dem Spannen von drei der sechs 50 t-Glieder des Walmträgers begonnen. Es folgten jeweils zwei der insgesamt vier 50 t-Bündel der Dachrahmen-Zugbänder in fortlaufender Reihenfolge vom Walmträger ausgehend. Anschließend wurden die zwei kürzesten Glieder der Hängesäulen, die die Lasten der beiden obersten Decken aufnehmen, gespannt. Die Vorspannung erfolgte für die in einer Gebäudequerachse liegenden zwei Säulen gleichzeitig.

Abb. 10.
Querschnitt der Außenwand.

In der zweiten Stufe wurden die restlichen Vorspannglieder in der gleichen Reihenfolge wie in der ersten Stufe

vorgespannt. Jedes einzelne Bündel der Dachkonstruktion wurde nur von einer Seite gespannt. Die Spannseite wurde unter den Bündeln jeweils gewechselt, um insgesamt eine bessere Verteilung der Reibungsverluste über die Spann-länge zu erzielen. Das Spannen der Bündel der Hängesäulen erfolgte nur von oben am Dachrahmen. Es wurden während und nach Abschluß der Spannarbeiten keine Risse im Beton festgestellt.

3.125 Außenwandpfeiler. Für die Abtragung der Lasten aus der Dachkonstruktion und den Decken, d. h. der gesamten Gebäudelast oberhalb des Erdgeschosses, wurden vom Architekten 15 cm dicke, durch Fenster und Türöffnungen unterbrochene, von außen und innen mit Ytong ummantelte Stahlbetonwände gewählt (Abb. 10). An den

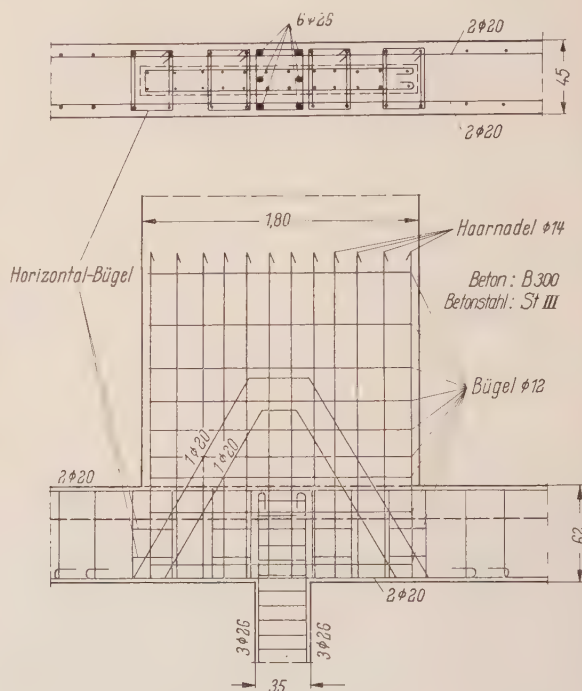


Abb. 11. Übergang von Außenwandpfeiler zur Erdgeschoßstütze.

Außenseite wirkte der Ytong gleichzeitig als Schalung. Um zu verhindern, daß der Ytong dem Beton das Abbinde-wasser entzog — die Bauzeit lag im Sommer —, wurde



Abb. 12. Montagekonstruktion im Erdgeschoß.

die Ytongschalung so lange mit Wasser berieselt, bis sie sich vollgesaugt hatte.

Als Bewehrung der Stahlbetonwände sind geschweißte Bewehrungsmatten St. IVb verwendet.

Die Einleitung der Einzellasten in die Außenwandpfeiler von oben aus den Dachträgern und von unten aus den Erdgeschoßstützen erforderte besondere Maßnahmen. Es ist eine kräftige Quer- und Längsbewehrung sowie eine Schrägbewehrung angeordnet (Abb. 11).

3.13 Montagezustand. Die Hängekonstruktion ist, wie unter 3.11 bereits beschrieben, erst nach beendetem Vorspannen tragfähig. Die im baufertigen Zustand auf Zug beanspruchten Hängesäulen wurden im Montagezustand als Druckglieder zur Lastabtragung herangezogen und sind für diesen Lastfall berechnet und besonders bewehrt; im Erd- und Kellergeschoß wurde für den Lastfall „Montage“ unter jeder Hängesäule eine Montagesstütze aus Formstahl IP 22 angeordnet, die rund 90 t Last abzutragen hatte (Abb. 12) und auf verlorenem Stahlbetonfundament gegründet war.

Das Entfernen der Montagesäulen nach Fertigstellung der Hängekonstruktion, d. h. nach erfolgtem Vorspannen der Dachtragwerke und der Hängesäulen, sollte erschütterungsfrei vor sich gehen. Es war zu untersuchen, ob sich nach erfolgtem Vorspannen die Decken abheben und die

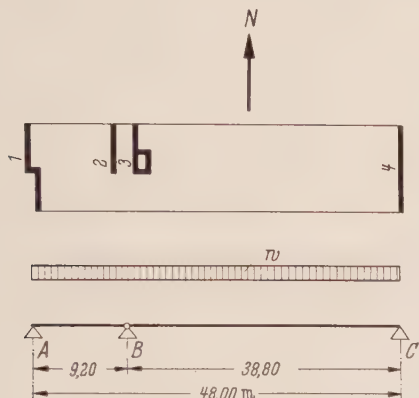


Abb. 13. Grundriß der Windscheiben.

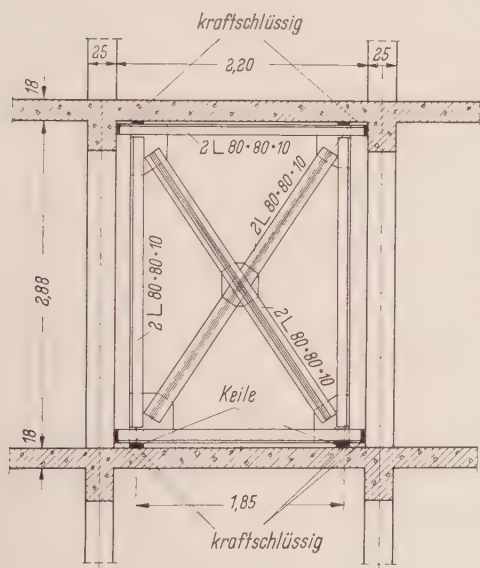
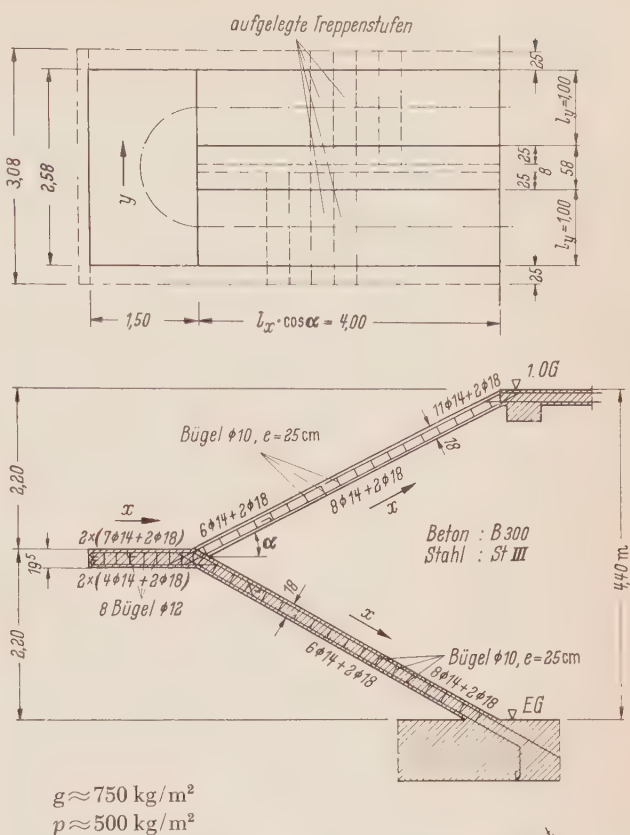


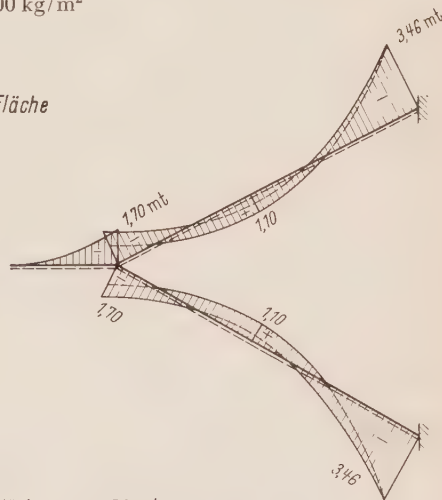
Abb. 14. Windrahmen für den Montagezustand.

Montagestützen kräftefrei sein würden, oder ob die Loslösung der Montagesäulen von den Decken durch den Einbau von Keilen, Pressen oder dergleichen erst erreicht werden müßte. Deshalb wurde unter Berücksichtigung von Schwinden und Kriechen die vertikale Verschiebung der Erdgeschoßdecke an den Unterstützungspunkten durch die Montagesäulen rechnerisch ermittelt. Es wurden hierbei die aus folgenden Lastfällen resultierenden Verschiebungsanteile berücksichtigt:

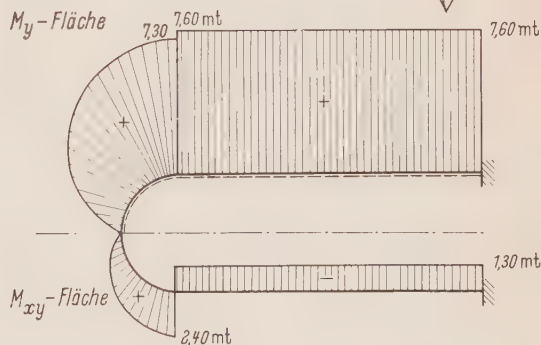
1. Vorspannen des Dachrahmens (Verkürzung des Zugbandes, d. h. Verschiebung nach oben);
2. Vorspannen der Hängesäulen (Verkürzung der Säulen, d. h. Verschiebung nach oben);
3. Belastung der Dachkonstruktion durch die Hängesäulen mit $g + \frac{1}{2} p$ (Verschiebung nach unten);



M_x -Fläche



M_y -Fläche



M_{xy} -Fläche

Abb. 15. Freitragende Podesttreppe.

4. Belastung der Außenwandpfeiler mit $g + \frac{1}{2} p$ (Verschiebung nach unten).

Das Vorspannen von Dachkonstruktion und Hängesäulen (Lastfall 1 und 2) ruft eine Verschiebung nach oben hervor. Die Montagesäulen werden um den gleichen Lastanteil entlastet, um den die Dachkonstruktion und die Außenpfeiler belastet werden (Lastfall 3 und 4), was wie-

derum eine Verschiebung nach unten zur Folge hat. Es stellt sich aus Vorspannen ein Gleichgewichtszustand ein, der nur durch die oben genannten Verformungen bestimmt wird.

Unter Annahme eines Kriech- bzw. Schwindmaßes $\varphi = 2,3$ bzw. $\varepsilon_s = 30 \cdot 10^{-5}$ und $E_0 = 300\,000\text{ kg/cm}^2$ ergab sich für den baufertigen Zustand (Montagesäulen blieben bei der Rechnung unberücksichtigt) eine vertikale Verschiebung der Stützpunkte von rund 1,0 cm nach unten. Ohne die Genauigkeit dieser Rechnung zu überschätzen, da das Resultat durch die Bildung kleiner Differenzen entsteht, und sich damit die Ungenauigkeiten der Baustoffwerte wie φ , ε_s und E selbst auf das Vorzeichen auswirken können, mußte damit gerechnet werden, daß sich die Konstruktion von den Montagesäulen nicht abheben würde.

Auf Grund dieser Überlegungen wurde es als notwendig erachtet, die Montagesäulen verkürzen und dadurch erschütterungsfrei entfernen zu können. Es wurde deshalb unter jede Montagesäule eine hydraulische Tellerpresse mit Stelling gesetzt.

Das Ergebnis der Rechnung wurde mit befriedigender Genauigkeit durch die Wirklichkeit bestätigt. Die Hängekonstruktion hatte sich nach erfolgtem Vorspannen nicht von den Stahlstützen abgehoben. Es war je Stütze eine Kraft von 25 bis 45 t erforderlich, um die Stellinge lösen zu können. Gleichzeitig durchgeführte Messungen ergaben eine Verkürzung des Abstandes zwischen Erd- und Keller-geschoßdecke von 1 bis 2 mm und eine absolute Verschiebung der Erdgeschoßdecke von 2 bis 3 mm nach unten.

3.2 Windscheiben

3.21 Allgemeines. Die Windkräfte werden allein durch Stahlbetonwände aufgenommen. Diesen gegenüber sind die schlanken Stützen so nachgiebig, daß ihr Anteil an der Windaufnahme trotz ihrer großen Zahl gering ist. Die Verteilung der Windscheiben über die gesamte Gebäudelänge ist, bedingt durch die räumliche Planung, sehr ungleichmäßig. In Abb. 13 sind die Windscheiben,

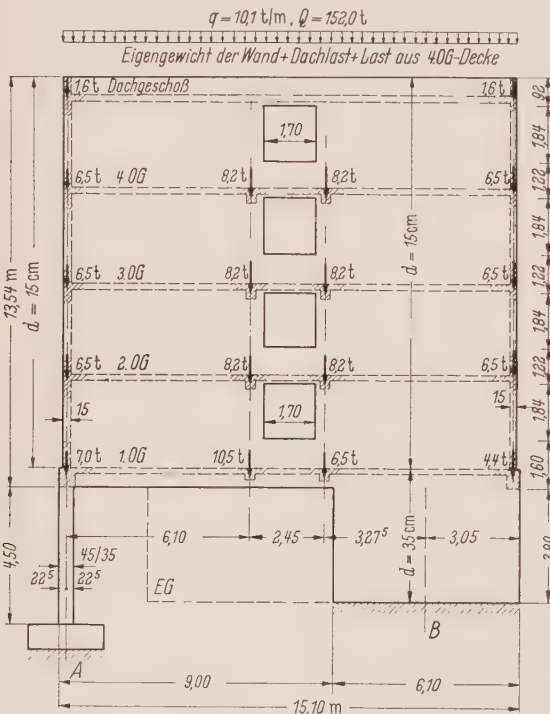


Abb. 16. Giebelwand an Gebäudeostseite. Abmessungen und Kräfte.

d. h. alle bis auf die Fundamente geführten Stahlbetonwände im Grundriß dargestellt.

Die Ableitung der Windkräfte in die einzelnen Windscheiben erfolgt nach dem in Abb. 13 angegebenen stati-

schen System. Die Auflagerkraft B wird auf die Windscheiben 2 und 3 entsprechend deren Steifigkeit aufgeteilt. Die Giebelwand an der Ostseite des Gebäudes (Windscheibe 4) hat die in Abb. 16 dargestellte Form. Diese

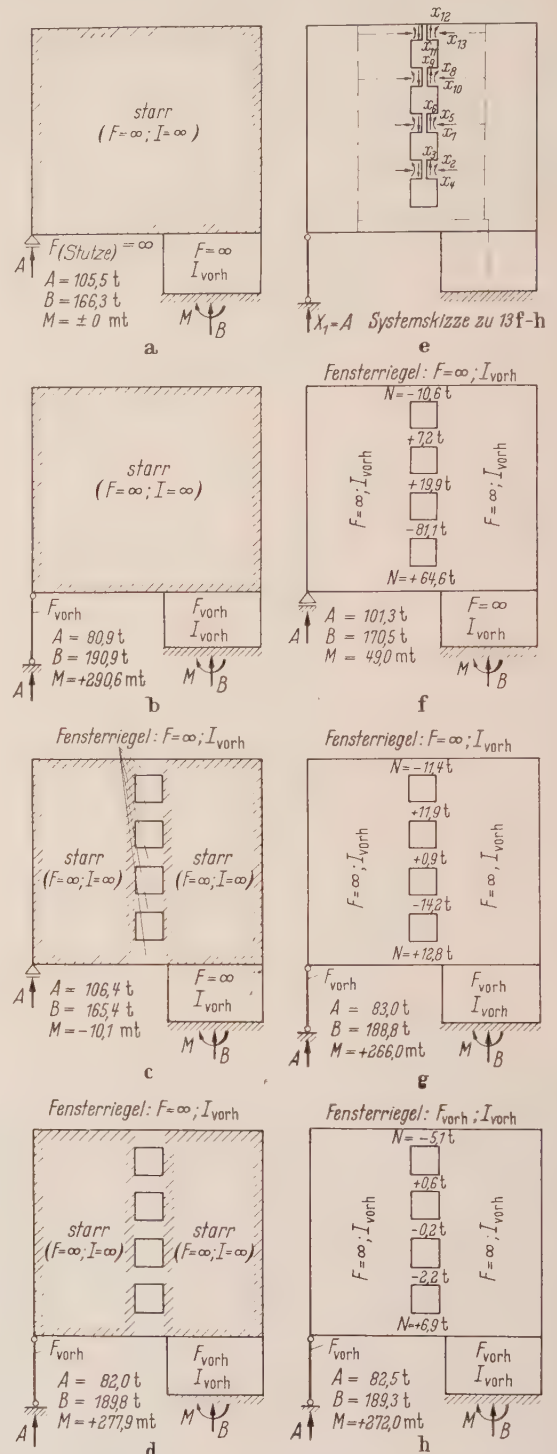


Abb. 17 a-h. Giebelwand an Gebäudeostseite. Einfluß verschiedener elastischer Annahmen auf das Rechenergebn (Belastung nach Abb. 16).

Es bedeuten:

- $F = \infty$ Normalkraftverformungen werden vernachlässigt;
- F_{vorh} Normalkraftverformungen werden berücksichtigt;
- $I = \infty$ Biegeverformungen werden vernachlässigt;
- I_{vorh} Biegeverformungen werden berücksichtigt.

Wandkonstruktion hat außer den Windlasten auch lotrechte Lasten abzutragen. Ihre statische Berechnung wird am Beispiel der lotrechten Lasten in Abschnitt 3.4 erläutert.

3.22 Windabtragung im Bauzustand. Gebäude von größerer Längenausdehnung als etwa 30 m erhalten bekanntlich in der Regel Dehnungsfugen, um Schwinden und Temperaturunterschiede ohne schädliche Zwängungen bzw. Risse vor sich gehen zu lassen. Beim Beton ist das Schwinden im wesentlichen nach 6 bis 8 Wochen abgeschlossen. Man konnte deshalb hier bei einer Gebäudelänge von rund 50 m auf eine konstruktiv und architektonisch störende Dehnungsfuge verzichten, indem man zwischen Achse 6 und 7 eine quer durch das ganze Gebäude hindurchgehende Montagelücke anordnete, die 6 Wochen nach Fertigstellung der letzten Geschoßdecke wieder geschlossen wurde. Günstig war bei dieser Überlegung die gute, unter Abschnitt 3.125 beschriebene Außenwandisolierung, die die Temperaturspannungen nicht allzu groß werden zu lassen versprach.

Während dieser Zeit war die Windabtragung im östlichen Bauteil infolge der oben genannten Gebäudetrennung, wie Abb. 3 zeigt, ohne besondere Maßnahmen nicht mehr gewährleistet. Sie wurde im Erdgeschoß durch Ausbildung der Montageunterstützung als Windrahmen und in den Obergeschossen durch Stahlrahmen, die zwischen den beiden Hängesäulen in Achse 7 angeordnet waren, wieder sichergestellt. Die Stahlrahmen wurden gleichzeitig mit der Stützen- und Deckenschalung eingebaut und waren dadurch mit der Stahlbetonkonstruktion kraftschlüssig verbunden. Ihre Ausbildung ist in Abb. 14 zu ersehen. Nach Schließen der Montagelücke wurden sie wieder entfernt.

3.3 Freitragende Podesttreppe

Die Verbindungstreppe zwischen der Kassenhalle und dem ersten Obergeschoß ist unten in die Tresordecke, oben in die Erdgeschoßdecke eingespannt und trägt frei zwischen diesen beiden Einspannungsstellen. Die maßgebenden Momentenflächen sowie die wichtigsten Bemessungswerte sind aus Abb. 15 zu ersehen.

3.4 Giebelwand an Gebäudeostseite unter lotrechten Lasten

Diese Wandkonstruktion ist äußerlich 3- und innerlich 12fach, insgesamt also 15fach statisch unbestimmt. Dieses 15fach statisch unbestimmte System erfordert einen erheblichen numerischen Aufwand, der in der Regel in der Praxis durch gewisse Vereinfachungen in der Rechnung vermindert werden wird. Um über die vorliegende spezielle Aufgabe hinaus allgemeine Erfahrungen zu sammeln, schien es lohnend, eine Anzahl elastischer Vereinfachungen anzunehmen und ihrer Auswirkung im Vergleich zur strengen Rechnung nachzugehen. Hierüber sei kurz berichtet.

Die Biegesteifigkeit der schlanken Stütze am Auflager A kann im Vergleich zu den großen Biegesteifigkeiten der im Erdgeschoß befindlichen Scheibe am Auflager B und des in den Obergeschossen vorhandenen Gesamtsystems vernachlässigt werden. Deshalb wurde in allen behandelten Fällen diese Stütze als Pendelstütze betrachtet; damit wird die Konstruktion äußerlich einfach statisch unbestimmt.

Zur Verminderung der Zahl der innerlich statisch unbestimmten Größen wurden verschiedene Überlegungen angestellt, die in Abb. 17 schematisch gezeigt werden:

a) Das gesamte Konstruktionssystem der Obergeschosse ist starr; die Normalkraftverformung von Stütze und Wandscheibe im Erdgeschoß wird vernachlässigt, d. h. der Querschnitt von Stütze und Wandscheibe wird unendlich groß angenommen; für die Stütze bedeutet dies, daß sie elastisch mit einem Kipplager identisch ist;

b) in den Obergeschossen wie a; die Normalkraftverformung von Stütze und Wandscheibe im Erdgeschoß wird berücksichtigt;

c) in den Obergeschossen wird die Biegesteifigkeit der Fensterriegel berücksichtigt, während die beiden scheibenartigen Teile starr angenommen werden; die Normal-

kraftverformung von Stütze und Wandscheibe im Erdgeschoß wird (wie in a) vernachlässigt;

d) in den Obergeschossen wie c; die Normalkraftverformung von Stütze und Wandscheibe im Erdgeschoß wird (wie in b) berücksichtigt;

f) in den Obergeschossen wird die Biegesteifigkeit der Fensterriegel und seitlichen Wandscheiben berücksichtigt; die Normalkraftverformung von Stütze und Wandscheibe im Erdgeschoß wird (wie in a) vernachlässigt;

g) in den Obergeschossen wie f; die Normalkraftverformung von Stütze und Wandscheibe im Erdgeschoß wird (wie in b) berücksichtigt;

h) wie g; zusätzlich wird die Normalkraftverformung der Fensterriegel berücksichtigt.

Zur Kennzeichnung des Einflusses der verschiedenen Annahmen sind die äußeren Lagerreaktionen in Abb. 17a bis 17d und f bis h angegeben, darüber hinaus für die Annahmen f bis h die Normalkräfte der Fensterriegel.

Die Systeme a und b sind äußerlich einfach statisch unbestimmt. Bei den Systemen c und d können infolge der starr angenommenen seitlichen Scheiben die Fensterriegel durch einen einzigen ersetzt werden, dessen Steifigkeit gleich der Summe der einzelnen Riegelsteifigkeiten ist; auch diese Systeme sind daher innerlich statisch bestimmt. Die Systeme f bis h sind 13fach statisch unbestimmt; die für die Durchführung der Vergleichsrechnungen benutzten statisch unbestimmten Größen sind in Abb. 17e dargestellt.

Die Ergebnisse lassen erkennen, daß die vereinfachten Annahmen in den Obergeschossen einen nur geringen Einfluß auf die Lagerreaktionen haben. So unterscheiden sich die Reaktionen a und c im Sinne der Konstruktionspraxis wenig voneinander; der Vergleich mit f zeigt, daß die einfachste Annahme a durchaus berechtigt war. Ebenso unterscheiden sich wenig b, d, g und h untereinander. Ein erheblicher Unterschied ist jedoch zwischen der erstgenannten Gruppe a, c und f (Pendelstütze starr) und der zweitgenannten Gruppe b, d, g und h (Pendelstütze elastisch) zu erkennen.

Die bei Rahmenkonstruktionen übliche Annahme der Vernachlässigung der Normalkraftverformung ist, wie das behandelte Beispiel zeigt, offensichtlich hier nicht berechtigt. Im vorliegenden Falle sind in einem rahmen- bzw. scheibenartigen Tragwerk des Stahlbetons schlanke stabförmige und gedrungene scheibenartige Teile kombiniert. Die Dehnungsverformung von schlanken Teilen (Erdgeschoßstütze bei A) kann daher der Biegeverformung gedrungener Teile (Erdgeschoßwandscheibe bei B) gleichwertig sein. Aus einem Vergleich der in den Fensterriegeln wirkenden Normalkräfte der Fälle f bis h erkennen wir die große Abhängigkeit dieser Kräfte von den Dehnungsverformungen. Insbesondere fällt der starke Unterschied zwischen f und g auf; er ist leicht einzusehen, wenn man sich die Stütze bei A als elastische Feder vorstellt. Das System nach f stellt den Grenzfall einer Feder mit unendlich großer Federsteifigkeit dar, bei dem die obere Scheibe durch die beidseitige feste Stützung am unteren Rand Zugkräfte erhält. Der andere hier nicht dargestellte Grenzfall ist der, daß die Federsteifigkeit ganz verschwindet; dann kragt die obere Scheibe aus der Erdgeschoßwandscheibe bei B aus, so daß am unteren Rand nicht Zug-, sondern Druckkräfte wirken. Das hier behandelte Beispiel liegt zwischen diesen beiden Grenzfällen; die Dehnungssteifigkeit der Stütze bei A bewirkt noch eine so große Auflagerkraft, daß am unteren Rand der oberen Scheibe geringe Zugkräfte entstehen.

So wie in der hier behandelten Wandscheibe werden in Tragwerken des Stahlbetonhochbaues häufig schlanke und gedrungene Teile miteinander kombiniert. Der Einfluß der Normalkraftverformungen in derartigen Systemen wurde von Herrn Priv.-Doz. Dr.-Ing. Beck, Technische Hochschule Darmstadt, weitergehend untersucht¹.

¹ H. Beck, Bautechnik 36 (1959), Heft 5.

Die Betongüte in der Baupraxis*

Von K. Schaden, Wien

DK 666.97 : 691.32 : 620.1

Es gibt wohl kaum ein Thema, das den im Baubetrieb tätigen Ingenieur so persönlich betrifft wie das oben gestellte und das mehr Ärger und Differenzen verursacht hat, seitdem es im Bauwesen den Beton und Stahlbeton gibt. Es besteht unleugbar eine erstaunliche Diskrepanz zwischen den theoretischen Erkenntnissen über die Möglichkeiten einer zielsicheren Betonbildung und den Ergebnissen der praktischen Betongütenprüfung. Dies gilt vor allem für die Masse der Hoch- und Tiefbauten, welche nicht einer einheitlichen, auf die Erzielung der erforderlichen Betongüte besonders achtenden Bauleitung unterstellt sind. Es gibt immer noch Fälle, die eine eindeutige Gefährdung des Bauwerkes bedeuten oder wo der geforderte Sicherheitsgrad nicht vorhanden ist, aber auch Fälle, die beweisen, daß bei einem ernststen Willen dazu, die geforderte Betongüte ohne weiteres erreicht werden kann. Andererseits wird in vielen Fällen die geforderte Betongüte weitgehend überschritten, was eine beträchtliche Vergeudung von Zement beweist. Wie diese Verhältnisse tatsächlich aussehen, wie weit die Prüfmethode die Güte des Bauwerkbetons erfassen, welche Bedeutung den mit einer bestimmten Wahrscheinlichkeit auftretenden Schwachstellen (Stellen mit verminderter Betongüte) zukommt und welche praktisch gangbaren Wege zur Verminderung der außerordentlichen Güteschwankungen zur Verfügung stehen, soll Gegenstand der nachfolgenden Ausführungen sein.

Die Ergebnisse von in den Jahren 1956 bis 1958 untersuchten Betongüten an je drei Probewürfeln aus wahllos herangezogenen Hoch- und Tiefbauten, überwiegend in Wien und Niederösterreich, für die Sollgüte B 225 zeigen, daß von 206 Anträgen 126 die geforderte Betongüte B 225 erreichen, darunter 47 Anträge, welche der Güte eines Betons B 300 entsprechen, was einen unnötig hohen Zementaufwand bedeutet. 80 Anträge entsprechen nicht der geforderten Sollgüte.

Die Festlegung der mittleren Festigkeit als Sollgüte und die zulässige Streuung nach ÖNORM B 3302 (Richtlinien für Beton) berücksichtigen nicht das mit Hilfe der Wahrscheinlichkeitstheorie erfassbare Auftreten von Schwachstellen, an welchen die Betonfestigkeit weit unter dem Sollwert liegen kann und die in einer schlechten Verarbeitung oder Nachbehandlung begründet sind. Dazu kommen die sogenannten Prüfstreuungen, die durch unterschiedliche Probenahme, Herstellung, Behandlung und Prüfung der Probekörper entstehen. Es sei hier nachdrücklich darauf verwiesen, daß Probekörper nur von geschultem und verantwortungsbewußtem Personal nach genau zu befolgenden Regeln angefertigt und an laufend überwachten Geräten ebenso geprüft werden müssen, eine Forderung, die mit Rücksicht auf die derzeit an verschiedenen Dienst- und Privatstellen erkennbare Tendenz, sich Prüflabors einzurichten oder mit leicht käuflichen Prüfgeräten einfach frisch darauf loszuprüfen, eine gewisse aktuelle Bedeutung hat. Wird dies nicht beachtet, so tritt sehr leicht eine Unter- oder Überbewertung der Güte des Bauwerkbetons ein. Da immer eine Streuung der Betonfestigkeit vorhanden ist und auch Unterschiede zwischen Würfelfestigkeit und Bauwerkfestigkeit bestehen, müssen bestimmte Streuungen der Festigkeit toleriert und beachtet werden. Dies führt dazu, daß der Mittelwert der Würfelfestigkeit über der Sollfestigkeit liegen muß, und zwar um so mehr, je größer die mittlere Abweichung σ_m , je kleiner der Prozentsatz an Unterschreitungen einer bestimmten Festigkeit sein soll (Ausfallwahrscheinlichkeit oder Fraktile in Prozent der Gesamtzahl der Werte) und je geringer die Wahrscheinlichkeit ist, daß die Zahl der

Proben den gesamten Streubereich deckt. Nachdem die Berechnung der Ausfallwahrscheinlichkeit für normale Verteilung im Kollektiv von den Engländern Student und Fisher mathematisch entwickelt wurde, kann der erforderliche Mittelwert der Würfelfestigkeit nach der Gleichung

$$\frac{\sigma_M}{\sigma_S} = \frac{1}{1-tV} \quad (1)$$

ermittelt werden, wobei t durch Integration aus dem Ansatz des Differentials der Wahrscheinlichkeit erhalten und in Tafeln als Funktion der Ausfallwahrscheinlichkeit (Fraktile) für verschiedene Probenzahlen festgelegt ist (Abb. 1).

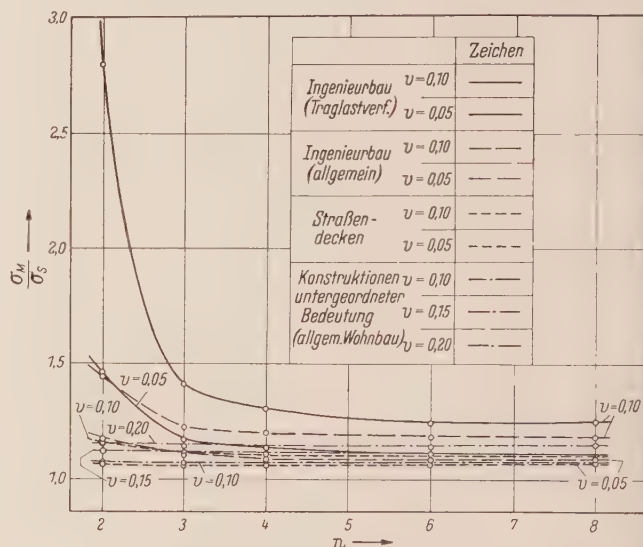


Abb. 1. Probennzahl, Betongüte (Sollfestigkeit im Bauwerk) und erforderliche Mittelfestigkeit von Betonwürfelproben.

t sinkt mit steigender Probennzahl und steigt mit abnehmender zugelassener Ausfallwahrscheinlichkeit. σ_M bezeichnet die erforderliche Mittelfestigkeit $\sigma_M = \frac{\sum \sigma_i}{n}$, σ_S die Soll-

festigkeit, $\sigma_m = \sqrt{\frac{\sum (\sigma_M - \sigma_i)^2}{n-1}}$ die mittlere Abweichung, wenn

σ_i den Einzelwert der Probe und n die Probennzahl bezeichnen, V den Variationskoeffizienten, d. i. die auf den Mittelwert σ_M bezogene mittlere Abweichung σ_m in Prozent

$V = \frac{\sigma_m}{\sigma_M} 100$ ($V = 5\%$, 10% , 15% bis 20% bedeuten sehr

gute, gute, noch brauchbare Bauüberwachung).

Die Ausfallwahrscheinlichkeit oder Fraktile bedeutet den Prozentsatz der Probenhäufigkeit, die eine bestimmte Festigkeit unterschreitet und ist in der Gaußschen Fehlerverteilungskurve, die auch bei den in der Praxis nicht immer nur zufälligen Streuungen als angenähert gültig angenommen werden kann, als Fläche der Glockenkurve unterhalb der bestimmten Festigkeit dargestellt. Es können zwei Probenserien den gleichen Mittelwert der Festigkeit bei sehr unterschiedlicher Streuung und Fraktile, aber auch gleiche Fraktile und sehr unterschiedlichen Mittelwert und Streuung zeigen. Nach Theorie und Erfahrung treten in jedem Kollektiv Extremwerte auf, die hier je nach dem Bauteil einzuschätzen sind. Ein nach dem Traglastverfahren berechnetes, feingliedriges Bauwerk wird nur eine geringe Fraktile zulassen, wogegen ein Wohnbau wesentlich höhere Ausfallwahrscheinlichkeiten (Fraktile) verträgt.

Der Variationskoeffizient V kann erst nach dem Vorliegen einer Versuchsreihe bestimmt werden, wozu das aus der Statistik bekannte Wahrscheinlichkeitsnetz eine einfache

* Vortrag, gehalten am „Österreichischen Betontag“ in Wien 1953.

und rasche Möglichkeit bietet, was Prof. Rüsch am letzten Betontag in Berlin gezeigt hat und auch einige Erfahrungswerte für V angab, z. B. Betonschwellenwerk $V = 6\%$ ($\sigma_W = 670 \text{ kg/cm}^2$), Rollfeld 9% ($\sigma_W = 470 \text{ kg/cm}^2$), Spann-
betonbrücke $V = 13\%$ ($\sigma_W = 550 \text{ kg/cm}^2$), gut geleiteter Hochbau $V = 15\%$ ($\sigma_W = 350 \text{ kg/cm}^2$), kleiner Hochbau $V = 20\%$ ($\sigma_W = 350 \text{ kg/cm}^2$), schlecht geleiteter Hochbau $V = 28\%$ ($\sigma_W = 220 \text{ kg/cm}^2$).

Im einzelnen werden Würfelestigkeiten je nach der Probenhäufigkeit in die Tabelle eingetragen und nach entsprechender Auswertung im Wahrscheinlichkeitsnetz die Werte der Summenhäufigkeit durch eine Gerade ausgeglichen. Daraus ergibt sich in dem von Rüsch angeführten Fall die 5-0/-Fraktile bei einer Festigkeit von 308 kg/cm^2 . Die mittlere Festigkeit ergibt sich aus der

Tabelle 1. Leitwerte für das Ansetzen von Betonfestigkeiten.

Bauwerk	Zulässige Wahrscheinlichkeit, daß Sätze unter der Sollfestigkeit liegen	Forderungen an die Mittelwerte aufeinanderfolgender Sätze	Zul. Anzahl aufeinanderfolgender Sätze unterhalb der Sollfestigkeit	
			bedenklich	unannehmbar
1	2	3	4	5
Ingenieurbauten Traglastverfahren	1 aus 20	Mittel von 3 über $1,00 \sigma_S$	1	2
Allgemein	1 aus 10	Mittel von 5 über $1,00 \sigma_S$	2	3
	1 aus 10	Mittel von 3 über $0,93 \sigma_S$	2	3
Straßendecken Druckfestigkeit	2 aus 10	Mittel von 3 über $0,86 \sigma_S$	3	4
Biegezugfestigkeit	2 aus 10	Mittel von 3 über $0,86$	3	4
		des festgesetzten Bruchmoduls		
Sperren und Wasserbauten	2 aus 10	Mittel von 3 über $0,86 \sigma_S$	3	4
Verschiedenes Konstruktionen, bei denen Festigkeit weniger kritisch	3 aus 10	Mittel von 3 über $0,82 \sigma_S$	4	5

Tabelle 2. Güte der Bauüberwachung.

Variationskoeffizient V in % für verschiedene Überwachungsgüten				
	sehr gut	gut	annehmbar	schlecht
Gesamtstreuung:				
Baustelle	unter 10	10 bis 15	15 bis 20	über 20
Labor	unter 5	5 bis 7	7 bis 10	über 10
Prüfstreuung:				
Baustelle	unter 4	4 bis 5	5 bis 6	über 6
Labor	unter 3	3 bis 4	4 bis 5	über 5

0-0/-Fraktile und die mittlere quadratische Abweichung als Differenz zwischen der 50-0/-Fraktile und der 16-0/-Fraktile, woraus sich der Variationskoeffizient V ergibt. Dieser Auswertung ist die Gaußsche Normalverteilung der Einzelwerte zugrunde gelegt, die von $-\infty$ bis $+\infty$ geht, während unsere Prüfwerte nur von 0 bis $+\infty$ gelten, was einer Normalverteilung der Logarithmen der Festigkeitswerte entspricht, jedoch im Ergebnis nur bei sehr großen

Streuungen und sehr niedrigen Fraktile von Bedeutung ist.

Die Sicherheit eines Beton-Bauwerkes wird von der schwächsten Stelle im Beton bestimmt, die durch die zugelassene Ausfallwahrscheinlichkeit (Fraktile) festgelegt ist. Es sind daher für die statische Sicherheit zwei Betone nicht gleichwertig, wenn ihre mittleren Festigkeiten übereinstimmen, sondern dann, wenn ihre Fraktile gleich groß ist. Ein großer Variationskoeffizient (Streuung) erfordert einen hohen Mittelwert. Rüsch hat in Berlin bereits darauf hingewiesen, daß der wesentlich höhere Mittelwert von Probe B nur mit einem wesentlich höheren Zementverbrauch und daher unwirtschaftlich erreicht wird, daß der Variationskoeffizient als Maßstab für die Güte einer Leistung anzusehen ist und als Mittel zur Einstufung der Leistungsfähigkeit des Unternehmens verwendet werden kann und daß eine Koppelung von Güte und Preis durchaus gangbar und eine wesentliche Voraussetzung für die Vergabe der Bauten zum gerechten Preis darstellen würde.

Die Forderung nach einer bestimmten einzuhaltenden Ausfallwahrscheinlichkeit (Fraktile) führt dazu, bereits vor Baubeginn die zu fordernde mittlere Betonfestigkeit nach Gl. (1) festzulegen unter Berücksichtigung aller erwähter Einflüsse. Probenzahl und Fraktile liegen fest, jedoch ist der Variationskoeffizient zunächst vorzuschätzen und zweckmäßig der zunächst höher geschätzte Wert bei Baubeginn zu kontrollieren und gegebenenfalls zu berichtigen. Der Ausschuß 214 des amerikanischen Betonvereins hat in seinem Bericht „Vorläufige Richtlinien für die Auswertung von Druckfestigkeitsergebnissen bei Baustellenbeton“ Ausfallwahrscheinlichkeit und Variationskoeffizient festgelegt, allerdings für dortige Verhältnisse, wo eine laufende Überwachung aller Stadien der Betonherstellung erfolgt, wobei die Probenentnahme und Prüfung durch eine Versuchsanstalt erfolgt und somit die Prüfstreuungen klein gehalten werden (Tabellen 1 u. 2). Wird der Variationskoeffizient V niedrig gehalten (gleichmäßige Betonherstellung), dann liegt auch die geforderte Mittelfestigkeit nur wenig über der Sollfestigkeit und es tritt eine bedeutende Ersparnis an Zement ein, was in Abb. 2 für unendlich viele Proben dargestellt ist. Für endliche Probenzahlen ist das Verhältnis σ_M/σ_S für verschiedene V in Abb. 1 aufgetragen, wobei die Ausfallwahrscheinlichkeit nach Tafel 1 zugrunde gelegt

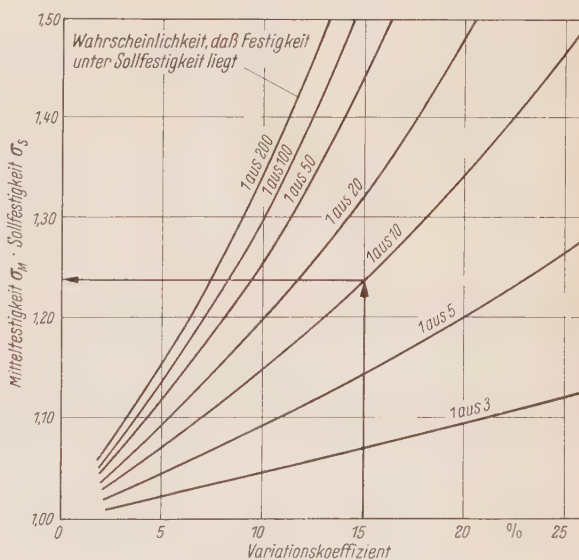


Abb. 2. Betongüte (Sollfestigkeit), erforderliche Mittelfestigkeit und Gleichmäßigkeit in der Betonherstellung (niedriger Variationskoeffizient).

ist. Wir sehen, daß bei hoher zugelassener Ausfallwahrscheinlichkeit (allgemeiner Wohnbau) der Einfluß der Probenzahl über 3 unbedeutend ist, jedoch dieser bei Ingenieurbauten wesentlich in Erscheinung tritt und eine höhere Probenzahl ebenfalls zu einer Zementersparnis infolge des

niedrigeren erforderlichen Mittelwertes σ_M führt. Abb. 3 zeigt die erforderlichen Mittelwerte der Würfelfestigkeit für genormte Betongüten bei einer Probenzahl $n = 3$ für die bereits erwähnten zugelassenen Ausfallstreuungen und Variationskoeffizienten. Da ein großer nachgewiesener Variationskoeffizient zu einer Bemängelung des Bauwerk-

tung unserer Verhältnisse noch zu ermitteln, so daß sich etwas andere Zahlenwerte ergeben dürften.

Die Ergebnisse der Würfelfestigkeit für Sollgüten B 120, B 160 und B 300 zeigten, daß ebenfalls eine Vielzahl der Anträge die Sollgüte nach ÖNORM B 3302 nicht erreicht und sogar bei Sollgüte B 300 Streuungen, wenn auch nur vereinzelt, wesentlich über dem zulässigen Wert liegen, obwohl bei diesem hochwertigen Beton mit einer einwandfreien Betonbereitung und Probeentnahme zu rechnen wäre (z. B. Abb. 4 für B 120).

Im einzelnen sind: bei B 120 aus 60 Anträgen 85 % entsprechend B 120, darunter 55 % entsprechend B 160, bei der Sollgüte B 160 aus 125 Anträgen 78 % entsprechend B 160, darunter 42 % entsprechend B 225 und, wie oben erwähnt, bei B 225 aus 206 Anträgen 60 % entsprechend B 225, darunter 24 % entsprechend B 300. Bei Sollgüte B 300 sind aus 60 Anträgen 53 % entsprechend B 300, davon 23 % entsprechend B 400, wobei die Streuungsgrenzen $0,85 \times \sigma_M$ nach ÖNORM B 3302 von keinem Antrag unterschritten werden.

Das Beispiel einer gut geführten Betonbaustelle ist die Decke einer Autobahn, und zwar Unterbeton und Oberbeton mit Feinstkornklassierung und 5 getrennten Körnungen. Die Mittelwerte des Oberbetons überschreiten mit nur zwei Ausnahmen die Güte eines Betons B 350, wobei die Festigkeiten der entnommenen Bohrkern nach 56 Tagen noch wesentlich höher liegen. Das gleiche gilt für den Unterbeton, wo drei Werte unterhalb der Güte eines Betons B 350 liegen. Für eine zugelassene Ausfallstreuung von 20 % und einen Variationskoeffizienten von 5 % ist die erforderliche Mittelfestigkeit für die Güte eines Betons B 350 mit 370 kg/cm² ermittelt.

Auch hier sind noch beträchtliche Streuungen vorhanden und es wäre interessant, den vorhandenen Variationskoeffizienten zu ermitteln, um nach Verminderung der Streuungen eine weitere Zementersparung anzustreben, die hier allerdings nicht mehr viel einbringen dürfte.

Der Unterschied zwischen Würfel- und Bohrkernfestigkeit führt zur Problematik der Prüfung der Bauwerksfestigkeit. Trotz Berücksichtigung des Altersunterschiedes und der Probenform zeigen sich hier zwischen Bauwerks- und Würfelfestigkeit beträchtliche Unterschiede, die in mangelhafter Prüftechnik oder in ungleichmäßiger Bauwerksfestigkeit begründet liegen können. Eine brauchbare Methode zur Überprüfung der Gleichmäßigkeit des Bauwerkbetons stellt die Schlaghärteprüfung dar, bei welcher bekanntlich ein mittels Schlag hervorgerufener Eindruckdurchmesser

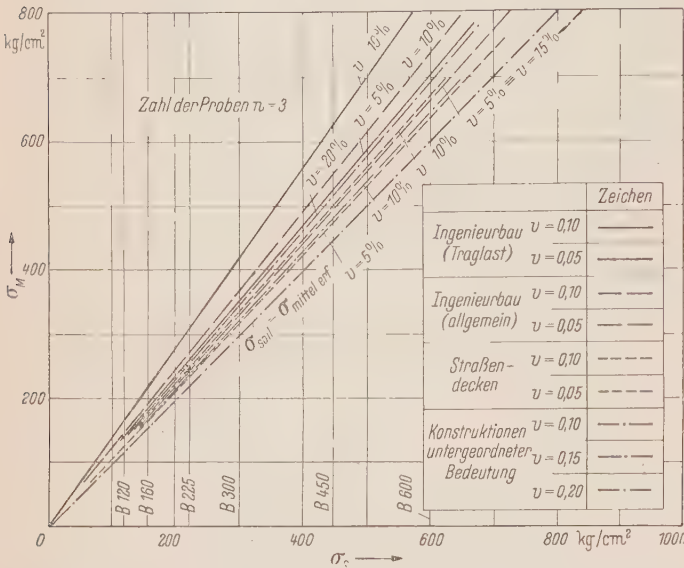


Abb. 3. Erforderliche Mittelfestigkeit von drei Probewürfeln mit 20 cm Kantenlänge zur Erzielung der genormten Betongüten für verschiedene Bauwerksarten.

betons führt, muß besonders auf geringe Prüfstreuungen geachtet werden, die bei 3 Proben im Mittel des Absolutwertes der Streuungen $0,08465 \times \sigma_M$ nicht überschreiten dürfen, was wesentlich von den bereits erwähnten Vorbedingungen einer einwandfrei arbeitenden Versuchsanstalt abhängt. Bei den erwähnten Proben 1956–58 wird diese Grenzstreuung von der überwiegenden Probenzahl eingehalten. Es entsprachen von den 206 untersuchten Proben der Sollgüte B 225 einem

Ingenieurbau berechnet nach Traglast	19 %
Ingenieurbau allgemein	38 %
Wohnbau	53 %

Variationskoeffizient und Ausfallwahrscheinlichkeit wären nach der theoretisch keine Schwierigkeit bildenden Auswer-

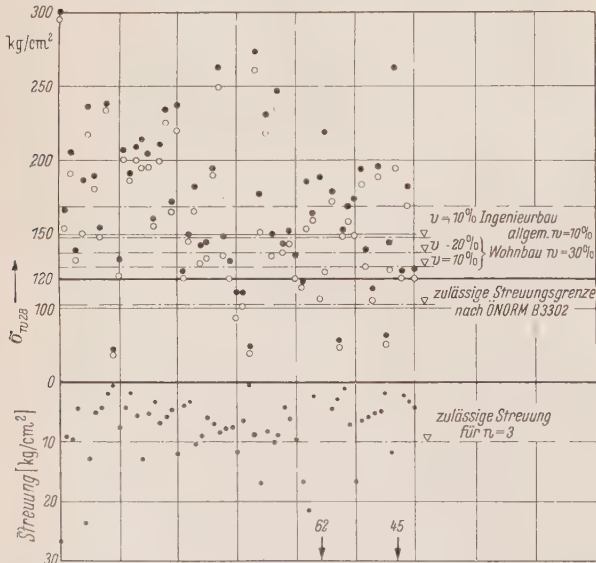


Abb. 4. Ergebnis von 60 Güteprüfungen an je drei Würfeln von 20 cm Kantenlänge im Alter von 28 Tagen bei einer Sollgüte B 120 aus den Jahren 1956–1958. ● Mittelwert, ○ Streuungsgrenze nach ÖNORM.

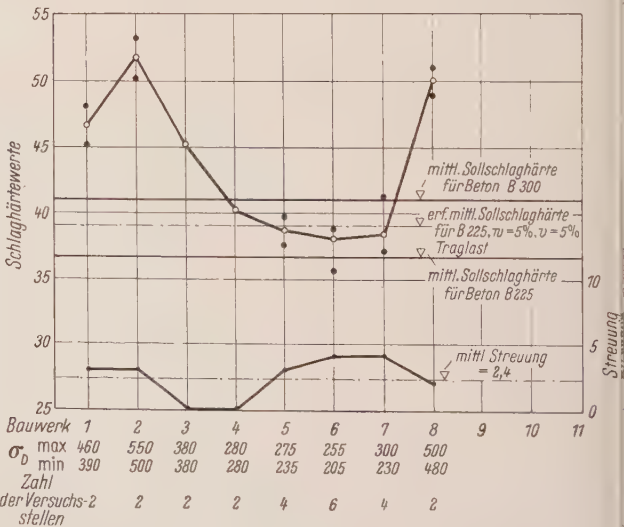


Abb. 5. Schlaghärteversuche am Tragwerk von Autobahnbrücken.

oder die Rückprallhöhe zur Würfelfestigkeit mit Hilfe von Eichkurven in Beziehung gesetzt wird. Auch hier muß darauf verwiesen werden, daß diese Schlaggeräte einer dau-

erden Nacheichung bedürfen und große Streubereiche besitzen, so daß die Aussage über eine Betongüte ohne umfangreiche Würfelvergleiche, die nur in frequentierten Versuchsanstalten vorliegen, zu falschen Ergebnissen führt. Abb. 5 zeigt Schlaghärteversuche an Tragwerken von Autobahnbrücken, die eine sehr geringe Streuung aufweisen. Ebenso ist die erforderliche Schlaghärte für die Betongüten B 225 und B 300 und für die Güte eines Betons B 225 für eine Ausfallstreuung von 5 % und einen Variationskoeffizienten $V = 5\%$ bei Berechnung nach Traglast eingetragen. Knapp unterhalb dieses Wertes liegen nur drei Objekte, dagegen entsprechen sämtliche Werte der Güte eines Betons B 225. Etwa die Hälfte der Objekte zeigt allerdings eine Festigkeit weit über B 300. Es zeigt sich, daß der Tragwerksbeton, welcher in drei getrennten Körnungen mit einer im besonders guten Bereich liegenden Kornverteilung und sehr wenig Feinteilen unter 2 mm bei praktischer Staubbefreiheit hergestellt wurde, sehr geringe Streuungen zeigt. Demgegenüber ergab sich, daß bei Widerlagern und Flügeln stärkere und bei Fundamenten die größten Streuungen auftraten. Die Zugabe in zwei getrennten Körnungen bei einigen Objekten des aufgehenden Mauerwerks erzielte keine feststellbare größere Gleichmäßigkeit wie die Zugabe als Natursand, wobei hier wieder zum Großteil der oben erwähnte Zuschlagstoff verwendet wurde.

Die Schlaghärteprüfung stellt auch, bei richtiger Anwendung, eine sehr gute Methode der Überprüfung von

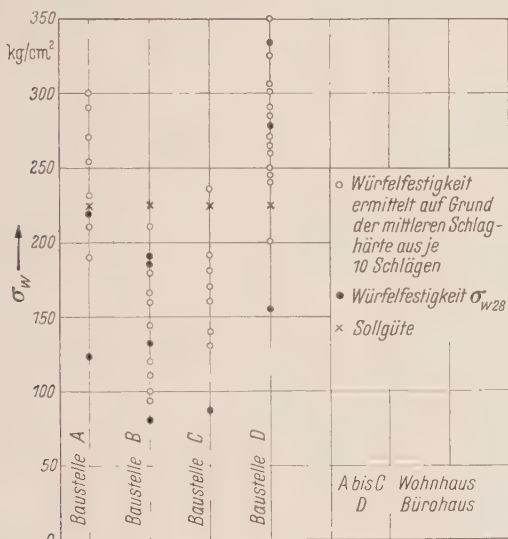


Abb. 6. Schlaghärteversuche an Stahlbeton-Hochbauten.

Bauwerksfestigkeiten bei anscheinend nicht entsprechenden Ergebnissen der Würfelproben dar. In Abb. 6 sind vorgelegene Würfel Festigkeiten mit der aus Schlaghärteversuchen bestimmten Bauwerksfestigkeit verglichen, was die Ergebnisse der Würfelprüfung sehr gut bestätigte und wo die Sollgüte zum Großteil nicht erreicht wurde.

Zusammenfassend läßt sich feststellen:

1. Die Sicherheit eines Bauwerkes hängt nicht von der mittleren Würfel Festigkeit, sondern von der Festigkeit ab, die einer zugelassenen Ausfallwahrscheinlichkeit entspricht. Ist dies die Sollgüte, dann muß der Mittelwert der Würfel Festigkeiten nach den Regeln der Wahrscheinlichkeitsrechnung erhöht werden.

2. Die Streuung erhöht diesen geforderten Mittelwert und verursacht damit eine wesentliche Zementvergeudung.

3. Der Variationskoeffizient, der leicht bei einem Bauwerk ermittelt werden kann, stellt einen sehr guten Gütemaßstab dar und kann als bauwirtschaftliches Auslesemittel der Unternehmungen angewendet werden.

4. Die Methoden der Würfel- und Schlaghärteprüfung sind zur Überprüfung der Bauwerksfestigkeit ausreichend

genau, wenn sie von entsprechendem Personal und bei ausreichenden versuchstechnischen Möglichkeiten angewendet werden, die nur erfahrenen und gut ausgestatteten Versuchsanstalten eigen sind. Ansonsten sind grobe Fehler in der Bewertung des Bauwerksbetons zu erwarten.

5. Mit Rücksicht auf die konstruktive Entwicklung des Stahlbetonbaues und auf die Erhöhung der Produktivität des Betonbaues (was, wie wir später sehen werden, beträchtlich ist) müssen die derzeit bei uns vorhandenen Mängel der Betongüte in bezug auf Würfel Festigkeit und deren Streuung entscheidend vermindert werden.

Als Weg dazu bleibt entweder die von Prof. Rüschi aufgezeigte Auslese der Unternehmen, die jedoch bei anderen Verhältnissen, vor allem der Rohstoffe, wieder schlecht arbeiten können und der sicherlich wenig freundliche Auseinandersetzungen bedeutet, oder wir fragen nach den tieferen Ursachen dieser Mängel, die zum Großteil aus der Betontechnologie und nur zum kleineren Teil im menschlichen Versagen zu erklären sind. Niemand wird Beton absichtlich schlecht machen, und wir müssen eben solche Baumethoden entwickeln, die dem Bauausführenden bzw. Bauarbeiter die Herstellung von Qualitätsbeton leicht machen. Wir müssen die Möglichkeiten von menschlichen Fehlern bei der Betonbereitung eben weitestgehend ausschalten, ein Standpunkt, der dem Bauingenieur hier ebenso wie vielfach im Straßenverkehrswesen und dort noch mehr den Verkehrsfachleuten noch sehr fremd ist. Wir dürfen bei Fehlern von Menschen nicht immer nur den davon Betroffenen die Schuld geben, sondern müssen vor allem prüfen, ob unsere Werke und Organisationsformen, das Handeln des Durchschnittsmenschen ausreichend berücksichtigen und sogar hier eine gewisse Ausfallwahrscheinlichkeit in Betracht ziehen.

Betrachten wir kurz die grundlegenden Ergebnisse der Betontechnologie zur Herstellung von Beton einer bestimmten Güte, so ist diese abhängig von den Faktoren Zementgüteklasse, Eigenfestigkeit der Zuschlagstoffe, W/Z-Wert, Menge des Zementleimes im Verhältnis zur Kornoberfläche, Kornverteilung, Luftporen, Verdichtungsgrad. Die vollkommene Frischbetonverdichtung ist bekanntlich nach Hummel dann erreicht, wenn für 1 m^3 Frischbeton die Gleichung

$$\frac{Z}{s_z} + \frac{K}{s_k} + \frac{W}{1} = 1000\text{ dm}^3 \quad (2)$$

erfüllt ist, was zu fast gleichen Betondruckfestigkeiten bei wechselnder Kornverteilung führt (Tabelle 3). Unterschiedlich ist bloß die erforderliche Verdichtungsarbeit, die

Tabelle 3. Eigenschaften von Betonen aus verschiedenen gekörnten Zuschlagstoffen bei vollkommener Frischbetonverdichtung.

Zementgehalt je m³ Beton		300 kg				
Verhältnis von Wasser : Zement		0,60				
3.	Kiessand nach Sieblinie	F	E	zwischen D u. E	zwischen D u. E	D
				161	174	185
4.	Feinheit	105	149	plast.	plast.	flüssig
5.	Frischbeton-Steife	erdfeucht	plast.	plast.	plast.	flüssig
6.	Erforderliche Verdichtungsarbeit	52 Sek. rütteln	11 Sek. rütteln	stoch.	stoch.	stoch.
7.	Soll-Raumgewicht als Kriterium vollkommener Verdichtung	2,390	2,385	2,385	2,380	2,375
8.	Tatsächliches Frischbeton-Raumgewicht kg/dm³	2,380	2,390	2,375	2,380	2,375
9.	Betonraumgewicht kg/dm³ nach 39 Tagen	2,320	2,306	2,320	2,315	2,335
10.	Beton-Druckfestigkeit kg/cm² nach 39 Tagen	212	216	212	229	212

mit abnehmender Feinheitssziffer F (gegen Sieblinie F , obere Grenze des brauchbaren Bereiches) ansteigt (Lenhard). Hier gilt dann auch das Abramsche Wasserzementwert-Festigkeitsgesetz.

Betrachten wir nun jene Faktoren, die eine wesentliche Ungleichmäßigkeit aufweisen und damit zur Streuungsursache werden können: Zement und Eigenfestigkeit des Zuschlagstoffes sind bei der bestehenden Güteüberwachung des Zementes wohl sehr selten innerhalb eines Bauteiles Streuungen unterworfen, obwohl auch hier das Alter des Zementes sehr zu beachten ist. Der einmal festgelegte W/Z -Wert wird allerdings dauernd vom wechselnden Feuchtigkeitsgehalt des Zuschlagstoffes beeinflusst, und es ist laufend die Wasserzugabe je nach dem Feuchtigkeitsgehalt des Zuschlagstoffes zu berichtigen. Dieser ist z. B. mittels Meßflasche nach der Pyknometermethode rasch und einfach im allgemeinen etwa 2—3 mal täglich zu bestimmen. Hier ist also der erste Punkt, wo ein einwandfreies Arbeiten eines denkenden Menschen erforderlich ist, aber bestimmt nicht schwer ist. Die Menge des Zementleimes im Verhältnis zur Kornoberfläche ist der Hauptgrund der entstehenden Streuungen. Die Kornoberfläche in einem Zuschlagstoff 0—30 mm steigt mit abnehmender Korngröße außerordentlich an, so daß etwa bei 1,5 % Anteile unter 0,1 mm deren Oberfläche ungefähr ebenso

praktisch nicht beherrscht werden, und es ist abwegig, für die auf Grund der Zuschlagstoff-Eigenschaften selbstverständlich zu erwartenden Streuungen den Betonhersteller verantwortlich zu machen.

Die Verdichtung des Betons ist abhängig vom vorhandenen Verdichtungsgerät, und es müssen jeweils die betontechnologischen Grundlagen auf dieses Gerät auf-

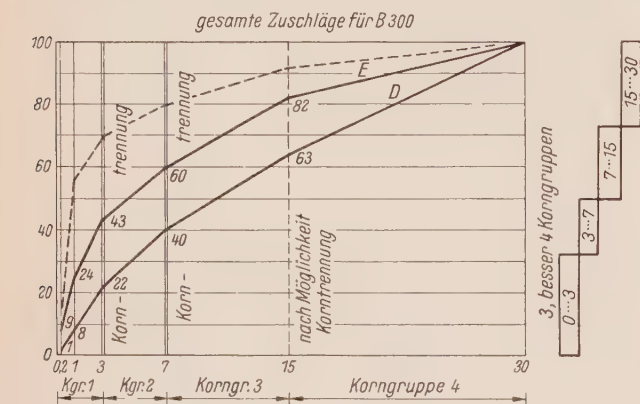


Abb. 7. Erfahrungsgemäß zweckmäßigste Kornverteilung für die Betongüte B 300.

groß ist als diejenige der übrigen 98,5 %. Ähnliches gilt für die 0,2-mm-Grenze.

Korngrößen unter rd. 0,1 mm beeinträchtigen außerdem die Luftporenbildung und vermindern die Frostbeständigkeit. Andererseits ist zur Erleichterung der Verarbeitung und zur Erzielung eines dichten Betons ein gewisser Anteil an Feinkorn über 0,1 mm erforderlich, so daß diese Feinanteile einer genauen Dosierung bedürfen, wenn gleichmäßiger Beton erhalten werden soll. Außer dem Feinkorneinfluss entstehen unterschiedliche Kornoberflächen durch Entmischungen und bei Natursandanlieferung selbstverständlich in größtem Ausmaße durch unterschiedliche Lagerung und Abbau in der Grube, eine Tatsache, die vielen schon Ärger bereitet hat. Nur bei sehr feinkornarmen Natursanden kann bei einigem Glück von einer gewissen Gleichmäßigkeit der Kornoberflächen gesprochen werden. Um Entmischungen zu vermeiden, ist in den Normen die Anlieferung in getrennten Korngruppen vorgeschrieben, die, wie wir an den Beispielen über die Streuung der Schlaghärte an Autobahnbrücken gesehen haben, auch ihre Früchte trägt. Einen ähnlich großen Einfluß hat die Kornverteilung auf den Verdichtungswiderstand.

Bei der noch meist geübten Zugabe der Zuschlagstoffe nach Raummaß tritt die Problematik des wechselnden Raumgewichtes mit der jeweils vorhandenen Lagerungsdichte und der Eigenfeuchte in Erscheinung, so daß wohl kaum mehr eine Gleichmäßigkeit in der Kornoberfläche erwartet wird. Diese aufgezeigten Einflüsse können auch von einem sehr gewissenhaft arbeitenden Betonhersteller

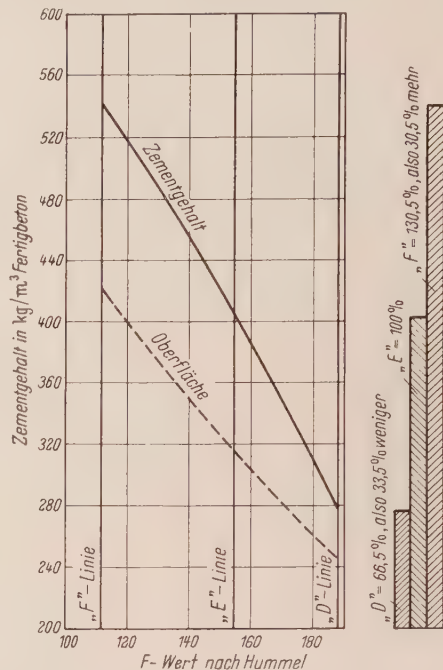


Abb. 8. Beziehung zwischen dem Kornaufbau der Zuschläge, ausgedrückt durch F-Wert, dem Zementbedarf (nach Kluge) und der Oberfläche von 1000 Festraum-Liter-Zuschlägen.

gebaut werden. Luftporen werden wohl immer eine gewisse Streuungsbereitschaft bedeuten, doch sind mir darüber keine Unterlagen bekannt.

Die Einhaltung bzw. Vorschreibung einer günstigsten Kornverteilung, deren Art sich auf Grund des geringsten Zementverbrauches bei einer entsprechenden Verarbeitbarkeit ergibt, und die Entwicklung der Feinstkorntechnik

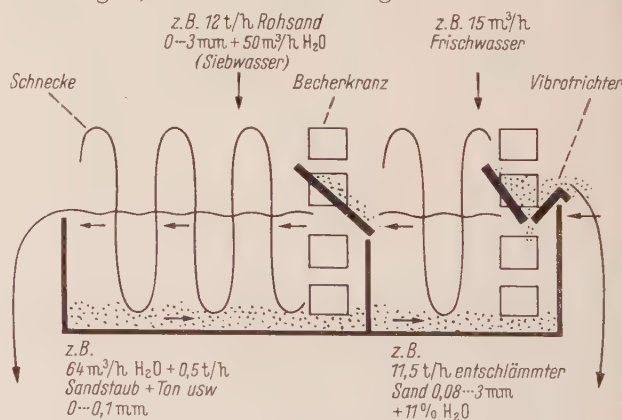


Abb. 9. Schema von Rheax-Schlamm Anlagen zur Feinsandklassierung.

ermöglichen uns bereits eine sehr gleichmäßige Kornoberfläche zu gewährleisten und dabei vor allem diese in minimalen Grenzen zu halten, was eine sehr bedeutende Zementersparung bewirkt.

Die für die derzeitigen Verarbeitungsgeräte erfahrungsgemäß zweckmäßigste Kornverteilung ist in DIN 1054 festgelegt (z. B. Abb. 7 für B 300), wobei die Linie D die beste Verarbeitbarkeit und den geringsten Zementverbrauch ergibt, wie Abb. 8 zeigt, die den Mitteilungen über Zementverwendung des Deutschen Fachverbandes Zement entnommen ist, wo ebenfalls gütegesicherte Betonzuschläge gefordert werden und jetzt in Schleswig der erste Güte-

schutzverein für Zuschlagstoffe gegründet wurde. Außer der Kornoberfläche ist selbstverständlich auch die Kornform von wesentlichem Einfluß, was in den Normen durch den Begriff des Kornindex bzw. Kornabwieses festgelegt ist.

Die in Österreich entwickelte Feinstkorntechnik und deren Voraussetzung, die Rheaxschlämmanlagen, liefern uns einwandfrei klassierte Körnungen von 0,1 bis 1 mm und 1 bis 3 mm, deren prinzipielle Arbeitsweise Abb. 9 und 10 zeigt. Es ist also ohne weiteres möglich, gütegesicherte Zuschlagstoffe mit praktisch gleichbleibender Kornoberfläche zu verwenden. Es kann nun für die gegebenen Verhältnisse die gerade notwendige Zementleimmenge, die

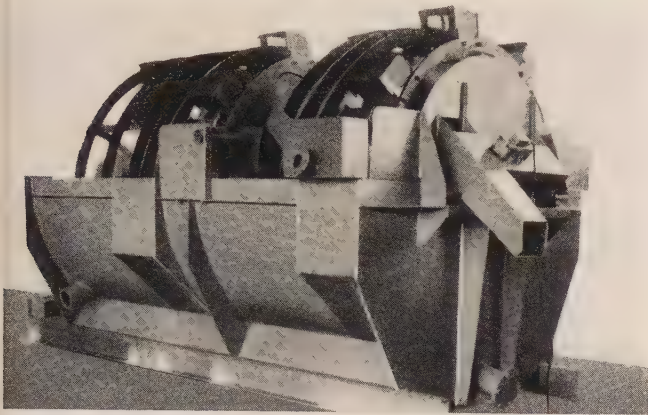


Abb. 10. Ansicht von Rheax-Slämmanlagen.

am wirtschaftlichsten ist, im Versuch nach Fritsche hergestellt werden. Dabei wird mit dem Rüttelprüfgerät jene Zementleimmenge festgestellt, die bei gegebener Kornzusammensetzung erforderlich ist, um die gewünschte (ideale) Verdichtbarkeit zu erreichen (Rüttelzeit) (Abb. 11). Daraus ergibt sich der Zementbedarf für den gewählten WZ-Wert. Bei Feinsand aus 3 Korngruppen kann das günstigste Verhältnis der Faktoren mittels einigen Versuchsreihen und Auswertung im Dreistoffdiagramm gefunden werden (Abb. 12).

Diese für den Massenbeton entwickelte Verfahren wären in ihren betontechnologischen Auswirkungen auf den Stahlbeton noch ergänzend zu untersuchen. Z. B. wurde der Einfluß des Feinstkornes auf die für den Stahlbeton und Straßenbau wichtige Dehnfähigkeit und Zugfestigkeit des Betons vom Verfasser vorläufig untersucht.

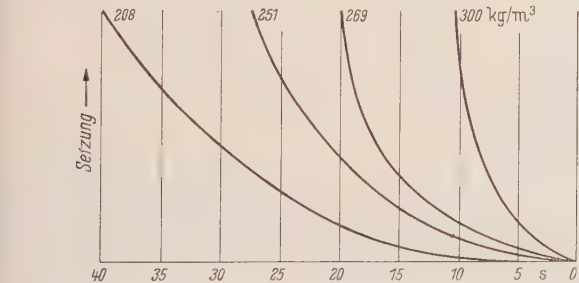


Abb. 11. Ermittlung der erforderlichen Zementleimmenge für gegebene Verdichtungsgeräte nach Fritsch.

Die Wirtschaftlichkeit einer Betongüte wird von folgenden Faktoren bestimmt: Zementgüteklasse, Verdichtungsgrad, Korntrennung des Zuschlagstoffes, Menge des Zementleimes, Luftporenmittel, Streuung der Festigkeit. Im wesentlichen ist der Einfluß der Mehrkosten des gütegesicherten Zuschlagstoffes zu untersuchen und die durch eine geringe Streuung mögliche Verminderung der Sicher-

heit zu beachten. Vergleichsweise Kostenrechnungen für die Herstellung eines Betons B 225 ergaben für österreichische Verhältnisse bei Verwendung gütegesicherter ZS sogar sehr große Einsparungen an Zement bei Massenbeton und auf keinen Fall Mehrkosten beim Stahlbeton.

Die aktuellen Aufgaben der Betongütegawährleistung in der Baupraxis bestehen in der Verminderung der Streuungen und Erhöhung der mittleren Betonfestigkeit, je nach Bauwerk, Bauüberwachung und Rechengrundlage. Dadurch ergeben sich Einsparungen an Betonkubatur, da der Sicherheitsgrad gewährleistet bzw. vermindert werden kann, bei gleichzeitiger Erhöhung der Sicherheit der Bau-

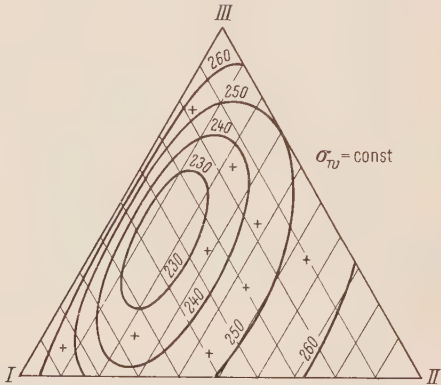


Abb. 12. Ermittlung der optimalen Zementleimmenge für verschiedene Körnungen nach Fritsch.

werke. Es entstehen Kostenvermindierungen durch wesentliche Einsparungen an Zement. Erforderlich sind hierbei (siehe Abb. 3):

Verbindliche Verwendung klassierter Zuschlagstoffe für sämtliche Betongüten ab B 120.

Lieferung der Zuschlagstoffe in Trennkorn mit Garantie und Angabe des Zementbedarfes je m³ Frischbeton und des W/Z-Wertes für a) das vorhandene Rüttelgerät
b) die geforderte Betonfestigkeit.

Getrennte Lagerung der Körnungen

Kontrolle der Feuchtigkeit des ZS. zur Regelung der Wasserzugabe.

Schaffung dieser Grundlagen für die Ware der einzelnen Sandwerke durch umfangreiche Versuche unter Berücksichtigung des Einflusses auf Dehnfähigkeit und Frostbeständigkeit des Betons.

Vorschreibung von klassierten und entstaubten Zuschlagstoffen und von geprüften Verarbeitungsbedingungen in den Ausschreibungen.

Literatur

1. William A. Cordon: „Proposed Recommended Practice for Evaluation of Compression Test Results of Field Concrete. Journal of the American Concrete Institute 28 (1956), H. 6, S. 561/579. Auszug in: Betonbau des Auslandes, herausgegeben vom Deutschen Betonverein E. V. Nr. 60/61.
2. H. Rüsck: „Betrachtungen zur Prüfung der Betonfestigkeit“, Beton- und Stahlbetonbau (1956) S. 135.
3. H. Rüsck: „Über die zweckmäßigste Art der Güteprüfung und ihren Einfluß auf die Baukosten“, Beton- und Stahlbetonbau (1958) S. 56.
4. A. Hummel: „Das Beton ABC“, 12. Auflage. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn.
5. Österr. Betonverein: „Leitsätze für die Herstellung von Beton und für die Bauüberwachung im Beton- und Stahlbetonbau“.
6. „Gütegesicherte Betonzuschläge“, Zement 2/3 (1957), Mitteilungen über Zementverwendung, herausgegeben vom Fachverband Zement e. V., Köln.
7. J. Fritsch: „Amerikanischer Talsperrenbau“, Schriftenreihe des Österr. Wasserwirtschaftsverbandes H. 24.
8. O. Frey-Bär und M. Kohn: „Die Sandtrennung als Mittel zur Qualitätsverbesserung des Staumauerbetons“, Schweizerische Bauzeitung (1954) Nr. 9.

Statische Untersuchungen über die Saugschlauchdecken in Wasserkraftanlagen

Von Dr. Ing. Rudolf Kuhn, München

DK 627.84/.88 : 69.034.5 : 69.025.4 : 624.04

1. Aufgabenstellung

Die Unterwasserräume der Kraftwerke werden in erster Linie nach hydraulischen und maschinentechnischen Gesichtspunkten geformt. Dem Tiefbau sind damit Konstruktionen vorgeschrieben, die der Berechnung an einigen Stellen

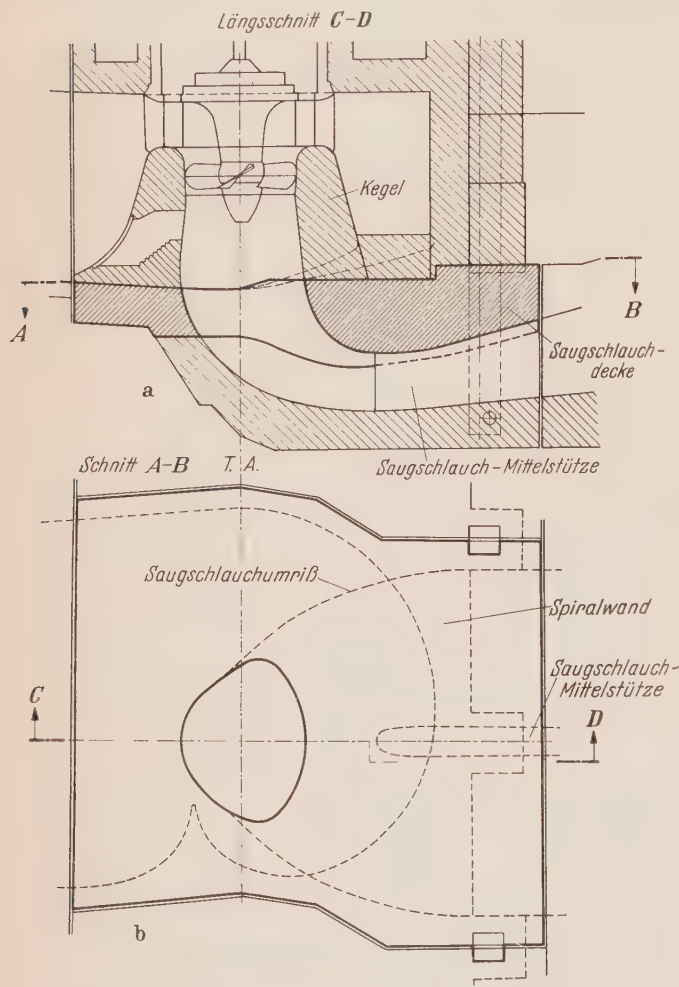


Abb. 1 Saugschlauchdecke im Donaukraftwerk Jochenstein.

len Schwierigkeiten bereiten. So stellt die Saugschlauchdecke in ihrem oberstromigen Teil im Bereich des Krümmers ein Gebilde dar, dessen Tragverhalten in elementarer Weise nicht erfaßt werden kann [1].

Im allgemeinen denkt man sich die Decke quer zur Stromrichtung in einzelne Lamellen zerlegt, die dann für die jeweils auf sie entfallenden Lasten bemessen werden. Dieses Verfahren läßt sich noch vertreten, wenn die Mittelstütze bis zum oberstromigen Ende der Decke vorgezogen wird [2] und damit alle Lamellen gleichartige Tragelemente, nämlich Balken auf 3 Stützen, sind. Unbefriedigend ist aber, daß die Belastung und damit auch die Verformung der Tragelemente verschieden hoch sind; dadurch werden zweifellos Biegemomente längs zur Stromrichtung ausgelöst, die aber in der Berechnung nicht erfaßt und in der Bewehrung mehr oder minder nur nach Gefühl gedeckt werden. Völlig unzureichend wird dieses Verfahren jedoch, wenn — wie es heute die Regel ist — aus strömungstechnischen Gründen der Beginn der Mittelstütze zurückverlegt wird, so daß sich der oberstromige, vorkragende Teil der Decke frei über die ganze Saugschlauchbreite spannt. Die Lamelle in diesem Bereich als

Balken auf 2 Stützen zu berechnen, widerspricht den tatsächlichen, elastischen Verformungen, denn der Träger erhält rechnermäßig seine größte Durchbiegung an derjenigen Stelle, an welcher der benachbarte Träger am Beginn der Mittelstütze sich überhaupt nicht senkt.

Die Aufgabe lautet also, ein Berechnungsverfahren zu entwickeln, das dem Formänderungsverhalten der Decke gerecht wird. Eine genaue Lösung ist wegen der ungewöhnlichen Form des Tragwerkes praktisch unmöglich; man wird sich mit einer Näherung begnügen müssen, die auf den Gebrauch in der Praxis zugeschnitten, also einfach und übersichtlich ist.

Beim Bau des Donaukraftwerkes Jochenstein (Abb. 1) wurde dieses Problem eingehend behandelt, zumal bei den beträchtlichen Abmessungen der Anlage nicht nur ein technisches, sondern auch ein wirtschaftliches Interesse an seiner Lösung bestand. Die Arbeiten hierfür umfaßten zunächst theoretische Untersuchungen der Decke als Plattenstreifen sowie räumliche, spannungsoptische Versuche am Modell des ganzen Saugschlauches einschließlich des Turbinenkegels. Danach wurden die Grundlagen für die Berechnung entwickelt und auf die Bemessung des Kraftwerkes in Jochenstein angewendet. Am ausgeführten Bauwerk überprüften dann Messungen die tatsächliche Beanspruchung der Bewehrung.

Auf den Erkenntnissen, die im Laufe der ganzen Untersuchungen gewonnen wurden, baut sich schließlich der neue Berechnungsvorschlag für die Decke auf.

2. Plattentheoretische Untersuchung

Die Formgebung und Auflagerung der Decke läßt auch nicht annähernd eine Berechnung des gesamten Tragwerkes nach der Plattentheorie zu. Die Untersuchung sollte daher nur den örtlichen Spannungszustand am Kopf der Mittel-

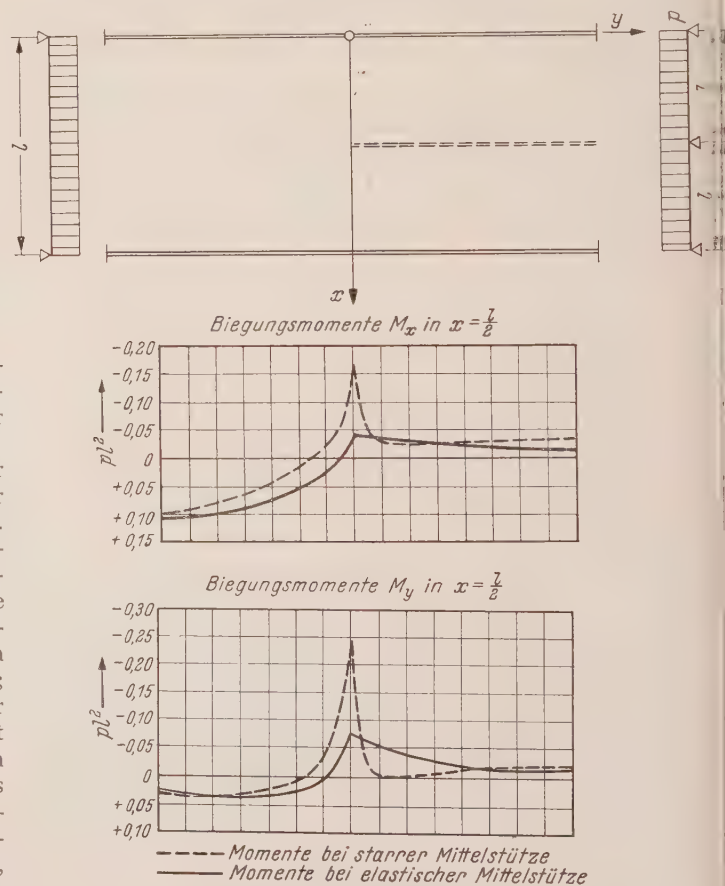


Abb. 2. Frei aufliegender Plattenstreifen mit teilweiser, mittiger Unterstüztung.

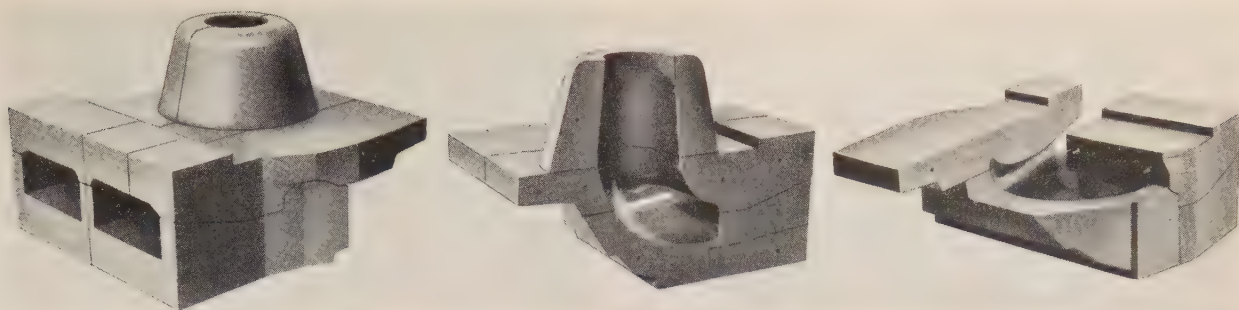


Abb. 3. Vormodell des spannungsoptischen Versuchskörpers.

stütze, insbesondere unter Berücksichtigung ihres elastischen Nachgebens klären. Über diese Arbeit wurde schon an anderer Stelle eingehend berichtet [3], so daß hier nur die wichtigsten Punkte kurz wiederholt werden sollen.

Die Decke wird in erster Annäherung einem frei aufliegenden Plattenstreifen gleichgesetzt, der teilweise mittig unterstützt ist (Abb. 2); die Belastung ist gleichmäßig verteilt angenommen. Die Aufgabe wird auf elementare Weise unter Benützung der Tafeln von Olsen-Reinitzhuber [4] gelöst. Die stetige Mittelstütze ist durch eine Folge von Einzelstützen ersetzt; die Stützkräfte werden unter der Bedingung berechnet, daß die Decke an ihren Angriffspunkten Durchbiegungen erfährt, die bei starrer Mittelstütze gleich Null sind und bei elastischer Mittelstütze ihrer Nachgiebigkeit entsprechen.

In Abb. 2 sind die Biegemomente M_x und M_y im Schnitt $x = l/2$ für starre und für elastische Auflagerung wiedergegeben. Für die Kurven bei starrer Auflagerung wurden dabei im Bereich der Mittelstütze die Mittellinien des zwischen den Stützpunkten schwingenden Verlaufes eingetragen. Bei der elastischen Lagerung wurde für die Mittelstütze entsprechend den Abmessungen in Jochenstein eine Dicke von 1,6 m und für die Decke eine Höhe von 4,0 m in Rechnung gesetzt. Wie bei einem derartigen Verhältnis der Querschnitte nicht anders zu erwarten war, ist der Einfluß des elastischen Nachgebens sehr groß. Die Momentenspitzen am Stützenbeginn werden auf einen Bruchteil ihres Wertes bei starrer Stützung abgebaut. Weiterhin ist aus der M_y -Linie zu entnehmen, daß der Nullpunkt der Längsbiegung in einer Entfernung vor dem Beginn der Mittelstütze liegt, wie sie annähernd dem oberstromigen Ende der Saugschlauchdecke entspricht. Damit ist die Reichweite der Kragwirkung in der Decke angedeutet. Auch das Quermoment M_x wechselt erst in diesem Gebiet sein Vorzeichen; die M_x -Linie eines querverlaufenden Schnittes im oberstromigen Deckenbereich gleicht also mehr derjenigen eines durchlaufenden Trägers als derjenigen eines einfachen Balkens¹.

Die vorliegende Berechnung des Plattenstreifens kann aus den genannten Gründen quantitativ nicht zur Lösung der gestellten Aufgabe herangezogen werden. Das praktische Ergebnis der Untersuchung sind vielmehr die drei qualitativen Hinweise: Der Einfluß der elastisch nachgiebigen Mittelstütze, der Bereich der Kragwirkung in der Längsrichtung und der Charakter der M_x -Linie im Bereich vor der Mittelstütze.

3. Spannungsoptischer Modellversuch

In vielen Fällen, in denen gerade die Formgebung des Tragwerkes eine genauere theoretische Untersuchung erschwert, hat sich der spannungsoptische Modellversuch als sehr brauchbar erwiesen. Mit Hilfe des Erstarrungsverfahrens ist es möglich, auch in räumlich verwinkelten Tragwerken den Spannungsverlauf zu ermitteln und damit einen Einblick in das Tragverhalten zu bekommen.

Das Ergebnis eines solchen Versuches kann unmittelbar zum Bemessen des Tragwerkes herangezogen werden. Nun sind aber die Formen der Saugschläuche je nach Turbinentyp und Größe der Anlage verschieden. Dies würde bedeuten, daß für jedes Objekt ein neuer spannungsoptischer Versuch angestellt werden müßte, ein Verfahren, das sich schon aus terminlichen Gründen meist nicht durchführen läßt. Darüber hinaus will der Statiker bei allem Vertrauen zur Spannungsoptik den Nachweis über die Aufnahme der Kräfte führen. Im Sinne der Aufgabenstellung war hier also beabsichtigt, auf spannungsoptischem Wege das Tragverhalten der Decke zu ermitteln und danach für ihre statische Berechnung ein stellvertretendes Tragsystem einfacher Art zu entwickeln.

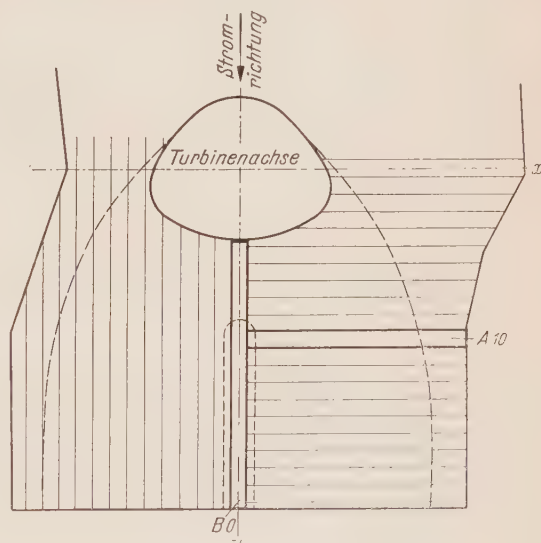


Abb. 4. Schnittführung bei der Zerlegung des räumlichen, spannungsoptischen Modells.

Mit der Durchführung des Versuches wurde das spannungsoptische Laboratorium von Prof. Dr. L. Föppl an der TH München beauftragt. Die Herstellung des recht komplizierten Modells war ebenso reizvoll wie schwierig. Wie die Aufgabe in vortrefflicher Weise gelöst wurde, ist von dem Sachbearbeiter des Laboratoriums an anderer Stelle berichtet worden [5]; hier sollen nur die Grundlagen und die Ergebnisse besprochen werden.

Zum Modellversuch wurde ein Bauwerksausschnitt herangezogen, der den ganzen Saugschlauch mit Gründungsplatte, den aufsteigenden Saugschlauchkrümmer und den Kegel umfaßt. Abb. 3 zeigt das Vormodell aus Holz, das nach Abschluß der Versuche im Interesse der Anschaulichkeit zerlegbar gemacht wurde.

Das Ergebnis des spannungsoptischen Versuches sind Isochromaten als Linien gleicher Hauptschubspannungen und Isoklinen als Linien gleicher Hauptspannungsrichtung. Aus den Isochromaten werden die Randspannungen in den einzelnen Schnitten und Richtungen gewonnen und über den Modellmaßstab auf die Hauptausführung umgerechnet;

¹ Siehe auch die Höhenschichtenpläne der Biegemomente M_x (Bild 10) in der unter [3] genannten Arbeit.

mit Hilfe der Isoklinen können die Hauptspannungstrajektorien gezeichnet und damit der Kräftefluß anschaulich dargestellt werden.

Ein Parallelversuch zeigte, daß es zulässig ist, aus den Randspannungen unmittelbar über das Geradenliniengesetz

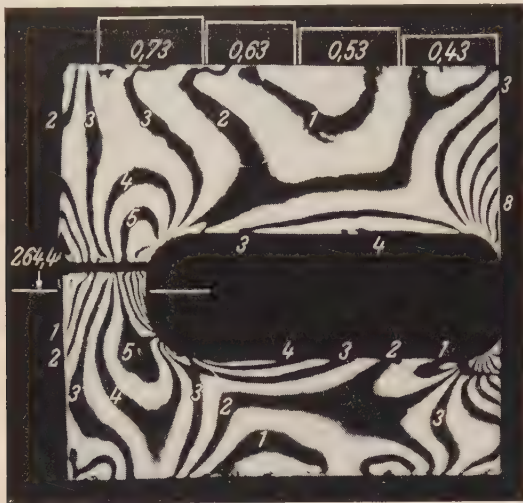


Abb. 5. Isochromatenbilder der Modellschnitte A 10 und B 0.

die Biegemomente zu ermitteln, wobei es sich aber als notwendig erwies, diejenigen Bereiche abzugrenzen, in denen auf Grund des Isochromatenverlaufes mit einem angenähert reinen Biegungsspannungszustand gerechnet werden kann. Dabei mußten der Bereich der Mittelstütze und die Randaufleger ausgeschlossen werden. Das Versuchsergebnis weist dort wohl die Spannungszustände nach; diese sind aber räumlicher Natur und lassen sich somit nicht auf Biegemomente nach der elementaren Theorie zurückführen.

Das Ergebnis beschränkt sich also im wesentlichen auf die Felder der Decke. Die Schnittrichtung der Modellscheiben und damit auch die Richtung der ermittelten Biegemomente wurden nach einem orthogonalen Netz längs und quer zur Stromrichtung gewählt, um damit der üblichen Bewehrungsrichtung der Stahlbetondecke Rechnung zu tragen (Abb. 4). Man verzichtet also auf eine Bestimmung der Hauptbiegungsrichtungen [6]; ebenso wurden die Torsionsspannungen nicht ermittelt, von denen

kein ausschlaggebender Einfluß auf die Bemessung der Platte zu erwarten ist. Da das Tragsystem und die Belastung in guter Annäherung zur Längsachse y symmetrisch waren, beschränkte man sich beim Zerschneiden des erstarrten Modells nach den beiden Netzrichtungen jeweils auf eine Hälfte, so daß an ein und demselben Modell die Längs- und Querspannungen gewonnen wurden. Abb. 5 zeigt als charakteristische Beispiele den Verlauf der Isochromaten in den Schnitten A 10 und B 0 nach Abb. 4.

Die dichte Folge der Modellschnitte läßt eine Darstellung der errechneten Biegemomente in Höhenschichtenplänen nach Abb. 6 zu. Die querverlaufenden Momente M_x bestätigen im Bereich der Mittelstütze den Charakter der Decke, wie er in der praktischen Berechnung durch eine Einteilung in Querlamellen als Balken auf 3 Stützen gekennzeichnet ist. Im oberstromigen Bereich macht sich die Wirkung der Mittelstütze noch so stark bemerkbar, daß man dieser Lamelle ein, wenn auch elastisches Mittelaufleger zuweisen muß. Der Verlauf der Längsmomente M_y zeigt den Einfluß der oberstromigen Auflagerung auf das Tragverhalten der Decke; unter Berücksichtigung der einschwenkenden Seitenwände erhält jede Deckenhälfte die Züge einer dreiseitig gelagerten Platte. Die Momente selbst sind so groß, daß sie nicht nur aus der Lastverteilung zwischen den Querlamellen erklärt werden können. In einem stellvertretenden Tragsystem muß vielmehr die Mitwirkung in Längsrichtung durch eine entsprechende Lamelle mit einem oberstromigen Auflager berücksichtigt werden.

Einen sehr interessanten Einblick in die Stelle vor dem Kopf der Mittelstütze gewährt der Verlauf der Hauptspannungstrajektorien nach Abb. 7. Danach stellt sich ein Abfließen der Lasten aus dem Kegel und aus der Decke nach einer Stützlinie ein, die nur wenig von der Lotrechten abweicht. Somit ist die angenommene Mittelunterstützung für die oberstromige Querlamelle bestätigt, ohne daß ein größeres Kragmoment in der Deckenlängsrichtung zur Übertragung dieser Unterstützungskraft zu erwarten ist. Leider konnten im Versuch die hierfür maßgebenden längsverlaufenden Zugspannungen an der Deckenoberseite nicht genau genug gewonnen werden, weil sie selbst klein sind und von den örtlichen Störungen aus dem Kegelauflegerdruck überlagert werden (s. a. Abb. 5, Schnitt B 0).

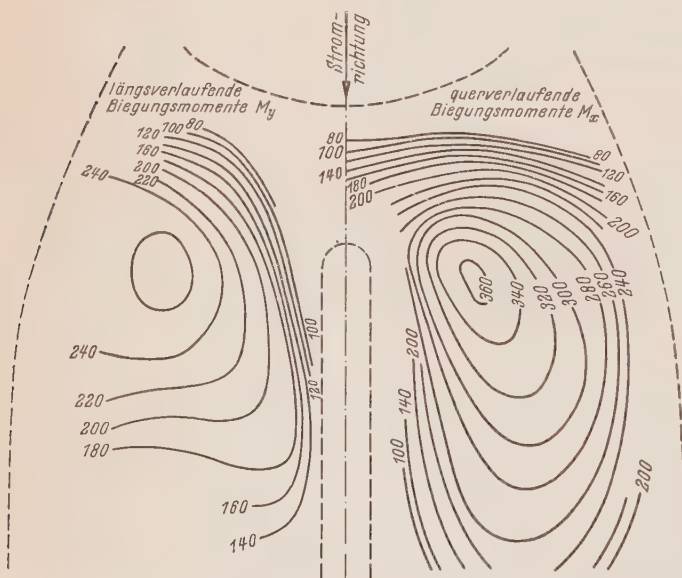


Abb. 6. Höhenschichtenplan der Biegemomente der Saugschlauchdecke nach dem spannungsoptischen Versuch.

Schließlich wurde noch untersucht, inwieweit eine Nachgiebigkeit der Decke im Bereich der Kegelauflagerung die Deckenauflast vermindert. In Abb. 8 sind in der Abwicklung das Kegeleigengewicht und die Lasten, die auf den oberen Kegelrand wirken, den spannungsoptisch ermittelten Drücken gegenübergestellt, die als Auflagerpressungen in der unteren Kegelabgrenzung diesen Lasten das Gleichgewicht halten. Im Bereich der Saugschlauchdecke sind die Auflagerkräfte um rd. $\frac{1}{5}$ kleiner als die Auflast. Am ober-

liche Nachgiebigkeit der Kegelauflagerfläche erklärt werden kann. Im Bereich der weichen Saugschlauchdecke tritt eine Entlastung ein, die sich aus Gleichgewichtsgründen auch am gegenüberliegenden Ende ausbildet. Die dazwischenliegenden Bereiche mit starrer Gründung erfahren eine entsprechende Steigerung der Auflagerdrücke. Wenn auch die Entlastung der Decke erwiesen ist, so ist sie doch nicht so groß, daß sie im Rahmen der Gesamtgenauigkeit eine ausschlaggebende Rolle spielt.

4. Messungen im Bauwerk

In die Decke der Turbine 4 wurde eine Meßanlage eingebaut, um auch von der Seite des fertigen Bauwerkes her Hinweise über das Tragverhalten zu bekommen. Die Ergebnisse der Messungen waren wohl für dieses Bauvorhaben nicht mehr anwendbar; sie leisteten aber einen wertvollen Beitrag zu dem endgültigen, allgemein gehaltenen Berechnungsvorschlag.

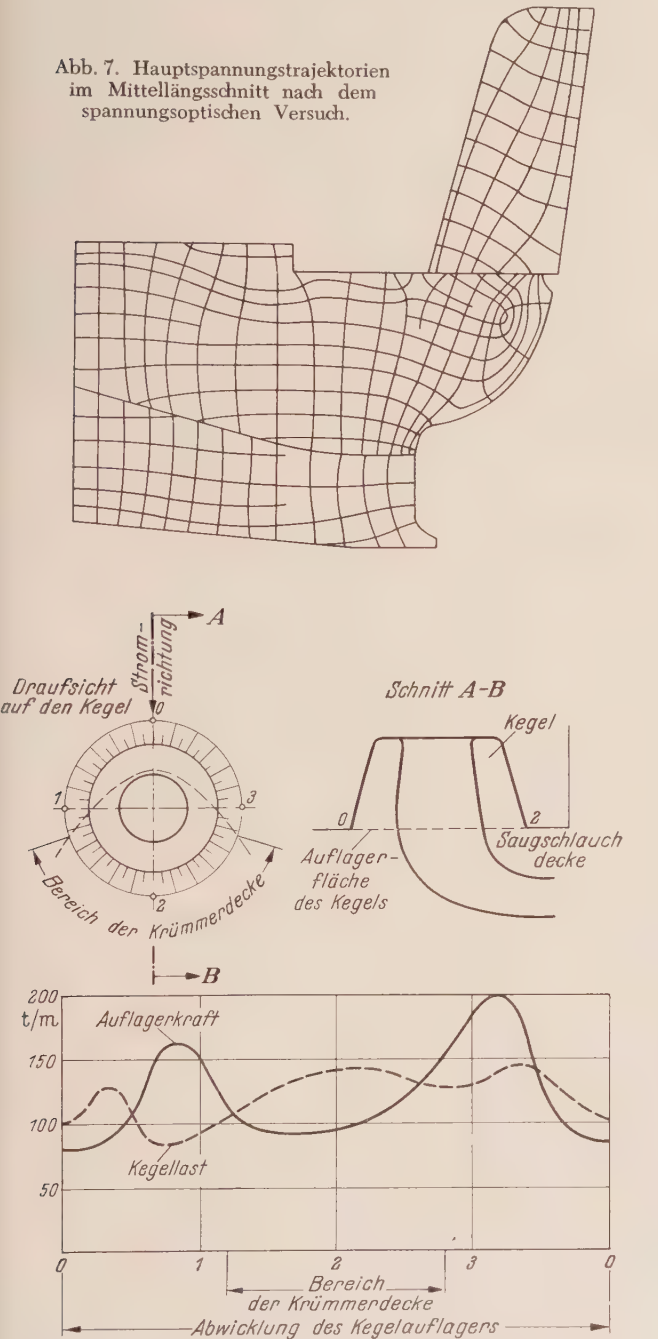


Abb. 7. Hauptspannungstrajektorien im Mittellängsschnitt nach dem spannungsoptischen Versuch.

stromigen Ende des Kegels zeigt sich ein ähnlicher Abfall der Auflagerkräfte wie unterstrom, wenn auch in geringerem Maße. Seitlich, im Bereich der quer zum Strom liegenden Turbinenachse steigen dagegen die Auflagerdrücke in klar ausgeprägten Spitzen über die Linien der angreifenden Kräfte an. Nach diesem Versuchsergebnis tritt im Turbinenkegel, der gegen Verformungen gleichlaufend zu seiner Mantelfläche sehr widerstandsfähig ist, eine Umlagerung der eingetragenen Lasten ein, die durch die unterschied-

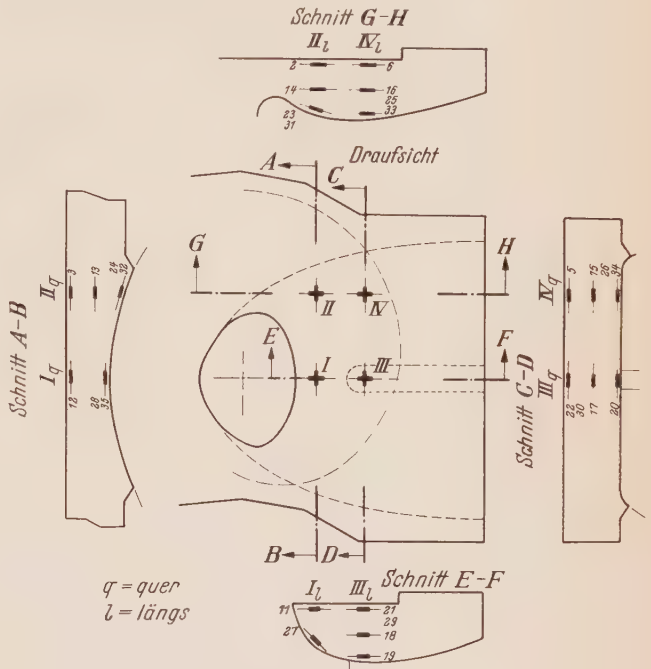


Abb. 9. Meßanlage im Turbinenblock 4 des Donaukraftwerkes Jochenstein.

Gemessen wurden die Kräfte in 22 Bewehrungsstäben, in deren Kraftfluß Saitenmeßgeber, System Maihak, eingeschaltet sind. Dieser Weg wurde einer Betondehnungsmessung vorgezogen, weil mit ihm auch noch im Stadium II wenn also die Decke gemäß den Bemessungsannahmen in der Zugzone gerissen ist, die Tragkräfte im Querschnitt beobachtet werden können. Das Meßprinzip und der grundsätzliche Aufbau derartiger Anlagen ist bereits an anderer Stelle ausführlich beschrieben worden [7].

In der Decke des Saugschlauches waren vier Meßpunkte I bis IV vorgesehen (Abb. 9); an jedem Punkt ist der Deckenquerschnitt mit Meßgebern in der Querrichtung (Meßquerschnitt I_q bis IV_q) und mit Meßgebern in der Längsrichtung (Meßquerschnitt I_l bis VI_l) besetzt. Die Meßquerschnitte I_q und I_l sind mit je 2 Gebern, nämlich einem an der Deckenunterseite und einem zweiten an der Deckenoberseite ausgestattet, während alle übrigen Querschnitte noch einen dritten Geber in Deckenmitte besitzen.

Am Tag 28 nach dem Betonieren wurde die Schalung der Decke entfernt, so daß sie sich selbst zu tragen hatte; in der Zeit bis zum Tag 87 folgten dann die äußeren Lasten aus den Aufbauten. Es sind also drei Beobachtungszeiträume zu unterscheiden: Die Erhärtung des Betons in den ersten 4 Wochen, die Belastung in den darauffolgenden 8 Wochen und anschließend der Ruhezustand unter der Last.

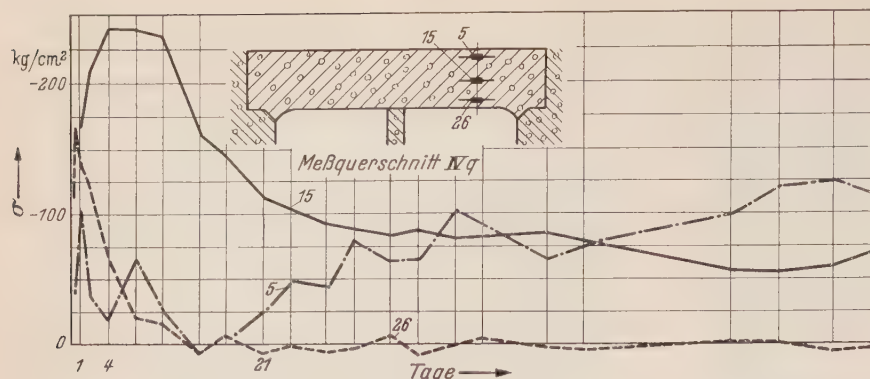


Abb. 10. Spannungscurven im Meßquerschnitt IV_q der Saugschlauchdecke Jochenstein.

In Abb. 10 sind die Kurven der aus den Messungen errechneten Spannungen in den Stäben des Querschnittes VI_b wiedergegeben. Ihr grundsätzlicher Verlauf gleicht so weit demjenigen der übrigen Meßstellen, daß sie als charakteristisch für die Beobachtungen am Bauwerk angesehen werden können. Alle Beobachtungen weisen in der Erhärtungszeit eine stürmische Entwicklung der Spannungen mit Höchstwerten und zahlreichen Schwankungen nach. Doch schon gegen Ende dieses ersten Abschnittes bahnt sich eine Beruhigung an, die im Zeitraum der Belastung anhält; gegen Ende der Messungen folgen die Kurven nur noch den jahreszeitlichen Wärmeschwankungen. Während des Erhärtungsprozesses liegen die Stabspannungen zwischen $+350 \text{ kg/cm}^2$ und -490 kg/cm^2 . Nach der Beruhi-

mittelbar benachbarten Bereich des Betons das Gleichgewicht halten (Abb. 11).

Eine zweite Komponente entwickelt sich aus den Wärmebewegungen beim Abbinden (Abb. 12). Wenn der Beton zu erhärten beginnt und damit Haftspannungen auf die Bewehrungsstäbe übertragen werden, ist er annähernd gleichmäßig mit Abbindewärme durchsetzt, die auch die Bewehrungsstäbe zu Längenänderungen veranlaßt. Mit der groben Annahme, daß schon zu diesem Zeitpunkt die Wärmedehnzahlen von Beton und Stahl ungefähr gleich groß sind, werden dabei keine Zwängungsspannungen aus-

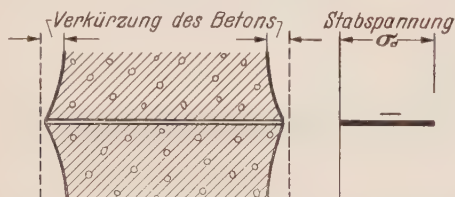


Abb. 11. Eigenspannungszustand in einem bewehrten Betonbauteil aus dem Schrumpfen und Schwinden des Betons.

Temperaturverteilung während der Abkühlung

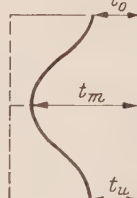


Abb. 12. Eigenspannungszustand in einem bewehrten Betonbauteil aus den ungleichen Temperaturänderungen im Beton.

Verformung des Tragwerksabschnittes



Spannungen Bewehrungs



Spannungen in der Bewehrung aus Schrumpfen und Schwinden des Betons

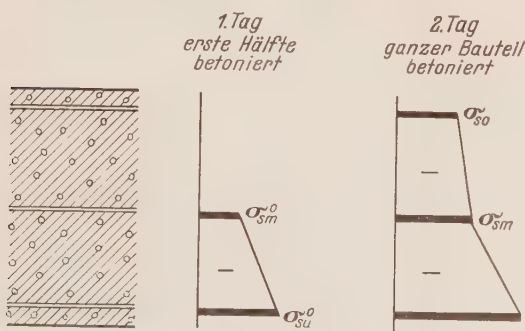
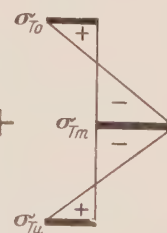
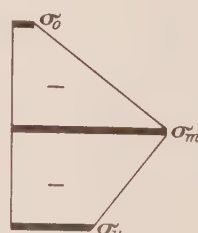


Abb. 13. Schema der Anfangs-Eigenspannungen in der Bewehrung eines Betonbauteiles.

Spannungen in der Bewehrung aus ungleicher Temperaturänderung



Gesamtspannungen in der Bewehrung



gung, etwa vom Tag 28 ab, treten als größte Spannungen $+580 \text{ kg/cm}^2$ und -340 kg/cm^2 auf. In der Bemessung der Bewehrung ist die zulässige Spannung für die Stahleinlagen aus St III b (Torstahl) mit 2400 kg/cm^2 voll ausgenutzt. Im Laufe der Monate sind aber alle gemessenen Zugspannungen unter den Wert von 200 kg/cm^2 gesunken. Daraus kann geschlossen werden, daß sich die Decke auch nach ihrer Belastung noch im Stadium I befindet, d. h., daß die Betonzugzone voll mitträgt².

² Das gleiche war übrigens auch bei einer ähnlichen Meßanlage am 3. Turbinenblock des Kraftwerkes Jochenstein beobachtet worden.

Temperatur zwischen Stahl und Beton auftreten. In der darauffolgenden Zeit kühlen sich die beiden Außenzonen der Decke rascher ab, wollen sich also verkürzen. Dem setzt die noch aufgeheizte Innenzone Widerstand entgegen, so daß in den Schalen Zug und im Kern Druck entsteht. Diese Kräfte, die sich in gleicher Weise im Beton wie im Stahl entwickeln, verursachen Zwängungsspannungen, die im gesamten Querschnitt ein Gleichgewichtssystem bilden; der Anteil der Bewehrungsstäbe ist nach Abb. 12 gleich σ_T .

Die Überlagerung dieser beiden Eigenspannungszustände ergibt die in Abb. 13 schematisch skizzierte Spannungsverteilung. Das Betonieren der Decke in Jochenstein nahm etwa 1½ Tage in Anspruch; zur Zeit, da die oberste Schicht aufgebracht wurde, war also in der untersten Schicht der Abbindeprozeß bereits in vollem Gange. In den Druckkräften aus dem Schrumpfen eilen daher die unteren Stäbe den oberen voraus; wegen der Größe dieser Kräfte macht sich dieser Unterschied noch lange bemerkbar. Der schematischen Darstellung werden in Abb. 14 die gemessenen Werte des Querschnitts IV_q entnommen aus den Kurven der Abb. 10, gegenübergestellt. Es soll keinesfalls der Anspruch erhoben werden, daß mit dem Schema der Abb. 13 alle Vorgänge im jungen Beton nach Art und Größe vollständig erfaßt worden seien. Der Vergleich zeigt aber, daß mit dieser Deutung des Meßergebnisses ein wesentlicher Teil des Eigenspannungszustandes seine Erklärung gefunden haben dürfte.

Für die Statik ist die Auswertung des zweiten Beobachtungszeitraumes maßgebend. Dabei ermöglichen die gewonnenen Erkenntnisse über die Eigenspannungen eine Zergliederung der Spannungsveränderungen während des Lastaufbringens zwischen Tag 28 und Tag 87 (Abb. 15).

Zu den gemessenen Anfangsspannungen σ_{28} kommen die unbekannten Änderungen σ_S und σ_T der beiden Eigenspannungszustände und die gesuchte Biegungsspannung σ_B aus der Belastung; sie ergeben zusammen den Meßwert σ_{87} . Um aus der Gleichung mit 3 Unbekannten die Lastspannung herauslösen zu können, muß man für die beiden anderen Komponenten vereinfachende Annahmen treffen.

Die Entwicklung der Eigenspannungszustände verlief in den ersten 4 Wochen noch ziemlich stürmisch. Der Betoniervorgang, die wärme- und feuchtigkeitsdämmende

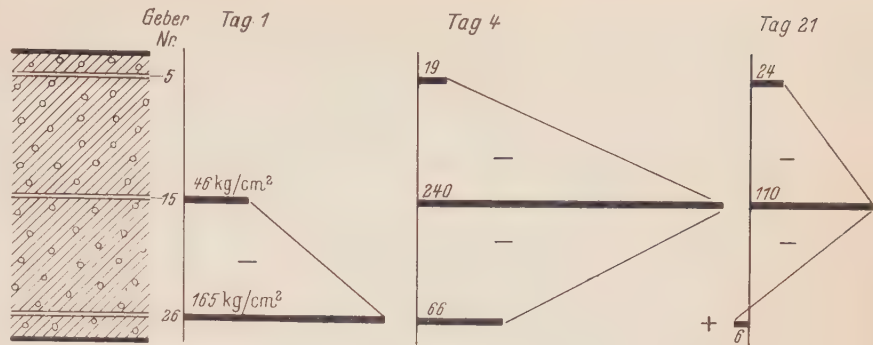


Abb. 14. Gemessene Anfangs-Eigenspannungen in der Bewehrung der Saugschlauchdecke Jochenstein.

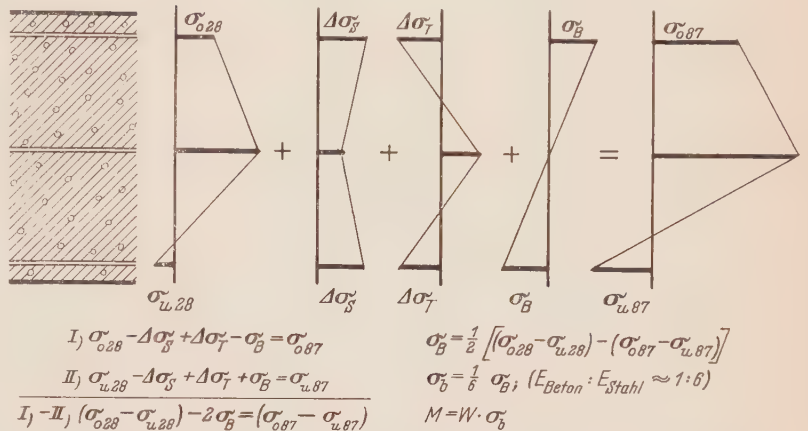


Abb. 15. Schema der Spannungsänderungen im Zeitraum des Lastaufbringens.

Damit verschwinden in der Differenz der beiden Gleichungen für den Tag 87 die beiden Eigenspannungszustände und es verbleibt eine Gleichung für das gesuchte σ_B . Daraus wird durch eine einfache Umrechnung auf die Betonspannungen σ_b und damit auf das Moment in der Decke geschlossen; dabei ist das Verhältnis der E -Moduln zu $n = 6$ angenommen worden.

Tabelle 1. Berechnung der Biegemomente in der Decke aus den Ergebnissen der Bauwerksmessung.

Querschnitt	σ_{u28}	σ_{o28}	σ_{u87}	σ_{o87}	σ_B	σ_b	W	M Bauwerksmessung	M Spannungsoptik
Dimension	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	t/m²	m³	mt	mt
I _q	— 65,0	— 198,0	+ 69,0	— 121,0	+ 28,7	+ 47,8	2,04	+ 97,5	+ 110
II _q	— 334,0	— 128,0	— 287,0	— 128,0	+ 23,6	+ 39,3	3,55	+ 139,6	+ 120
II _l	+ 126,0	— 3,7	+ 160,0	— 17,2	+ 24,2	+ 40,1	3,55	+ 142,3	+ 180
III _l	— 23,5	— 25,2	— 23,5	+ 25,2	— 25,2	— 41,9	3,69	— 154,5	—
IV _q	+ 6,2	— 42,6	+ 2,1	— 114,1	+ 33,8	+ 56,3	3,69	+ 208,0	+ 300
IV _l	+ 116,3	+ 7,9	+ 140,8	0	+ 16,5	+ 27,4	3,69	+ 101,0	+ 260

Schalung an der Deckenunterseite und die freie Deckenoberfläche begünstigten einen Ablauf des Schwindvorganges und der Wärmeausstrahlung, der unsymmetrisch zur Deckenmittelebene war. Im zweiten Beobachtungszeitraum dagegen haben sich die Entwicklungsbedingungen an der Oberseite und an der Unterseite durch das Überbauen und durch das Ausschalen so weit angeglichen, daß es gerechtfertigt erscheint, für die Umbildung der Eigenspannungszustände jeweils die Spannungsänderungen in diesen beiden Randgebieten gleich groß anzunehmen:

$$\Delta\sigma_{S0} = \Delta\sigma_{Su} = \Delta\sigma_S; \quad \Delta\sigma_{T0} = \Delta\sigma_{Tu} = \Delta\sigma_T;$$

Bei der Auswertung der Messungen mußten 2 Querschnitte ausgeschieden werden. In I_l ist die untere Begrenzung des Meßquerschnittes und damit auch der untere Meßstab zu steil geneigt, als daß noch von einem elementaren Biegungsspannungszustand gesprochen werden könnte. Ferner konnten die Meßergebnisse an der Unterseite des Querschnitts III_q nur geschätzt werden, da die Meßwerte außerhalb des Skalenbereiches am Empfangsgerät lagen. Die Ergebnisse der übrigen Querschnitte sind in Tabelle 1 wiedergegeben und den Momenten aus dem spannungsoptischen Versuch gegenübergestellt. In den

Querschnitten I_q , II_q und II_l nähern sich die beiden Werte so gut, wie es bei der Schwierigkeit der Messungen und der Auswertung kaum besser zu erwarten war. Dagegen weist die Bauwerksmessung in den Querschnitten IV_q und

des Kegelfusses und dem oberstromigen Ende der Mittelstütze schließen. Dies entspricht einer Stützlinie, die nur wenig von der Senkrechten abweicht, so daß sich daraus keine nennenswerten Zugspannungen am oberen Ende des Kragteiles ableiten lassen. Die Bauwerksmessung bestätigt dieses Ergebnis des Modellversuchs; in Tabelle 1 ist für den Punkt III_l ein Kragmoment von nur $-154,5 \text{ mt/m}$ ausgewiesen.

5. Vorschlag für eine verbesserte Berechnung

Die besprochenen drei Einzeluntersuchungen liefern eine Reihe von Hinweisen für eine verbesserte Berechnung der Decke. Danach wird als stellvertretendes, statisches System für die Deckenplatte ein Trägerrost nach Abb. 16 vorgeschlagen. Die querverlaufenden Träger I bis III sind in den Saugschlauchwänden und in dem Mittelpfeiler elastisch abgestützt. Die beiden Längsträger V sind oberstromig starr auf dem Kegelfundament und im übrigen elastisch auf den Trägern I bis III aufgelagert; je spitzer der Winkel zwischen Saugschlauchumrißlinie und Trägerachse ist, desto mehr ist es zulässig, das theoretische, oberstromige Ende des Trägers ein wenig vor die Umrißlinie zu legen. Der Träger IV hat in dem Träger V elastische Außenlager und in dem überkragenden Deckenteil in Verlängerung des Mittelpfeilers ebenfalls eine nachgiebige Stütze; nach einer Vergleichsrechnung kann dafür eine geradlinige Extrapolation der Federwerte für die Mittelstützen der Träger II und III als gute Näherung angenommen werden.

Der Trägerrost stellt eine Aufteilung der Deckenplatte in Lamellen dar. Die Breite der oberstromigen Querlamelle IV ist durch das Ende der Mittelstütze festgelegt. Die jeweilige Breite der übrigen Querlamellen richtet sich nach der Abstufung der Deckenstärke und nach dem Belastungsbild. Für die beiden längsverlaufenden Lamellen V werden die Lage der Achsen und der Ort des theoretischen, oberstromigen Auflagers durch die Form des Saugschlauches bestimmt; dazu ist es notwendig, mehrere

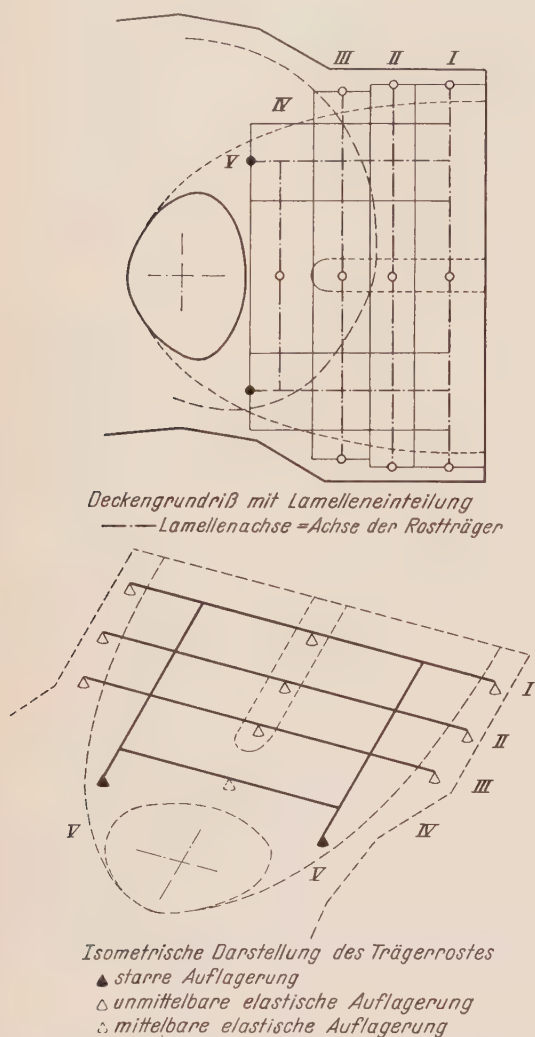


Abb. 16. Trägerrost als stellvertretendes statisches System der Saugschlauchdecke.

IV_l , die sich nächst der Spiralwand befinden, erheblich kleinere Momente als der spannungsoptische Versuch aus. In der statischen Berechnung der Saugschlauchdecke werden sowohl die Lasten aus dem Spiralwandeingengewicht als auch die Lasten auf die Spiralwandoberkante wie Spiraldecke, Hochbau usw. als schlaife Lasten auf die Saugschlauchdecke angesetzt; danach wurde auch die Belastung des spannungsoptischen Modells bemessen. In Wirklichkeit bildet die erhärtete Spiralwand eine Tragscheibe von großer Steifigkeit, die sich weniger auf die nachgiebige Decke als vielmehr auf die angrenzenden, starren Pfeiler abstützt. Das bedeutet eine Entlastung der Saugschlauchdecke von denjenigen Kräften, die nach der Erhärtung der Spiralwand aufgebracht werden. Diese Entlastung kommt in dem Meßergebnis des Punktes IV am Bauwerk klar zum Ausdruck.

Als letzter Punkt der Bauwerksmessung muß noch die Meßstelle III besonders beachtet werden. In ihr kragt die Saugschlauchdecke, im Längsschnitt gesehen, über das oberstromige Ende der Mittelstütze vor. Im spannungsoptischen Versuch war aber keine ausgesprochene Bieungsbeanspruchung festgestellt worden. Das Bild der Hauptspannungstrajektorien (Abb. 7) läßt auf einen Kraftfluß entlang einer Linie zwischen dem unterstromigen Ende

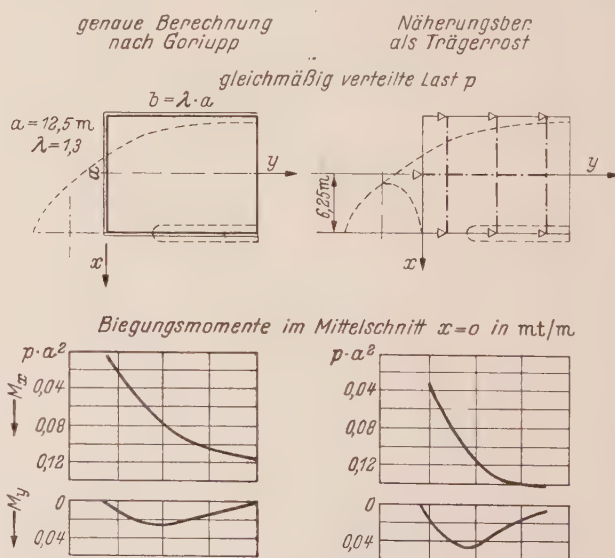


Abb. 17. Saugschlauchdeckenhälfte als dreiseitig gelagerte Platte; Vergleich der genauen Berechnung mit der Näherung als Trägerrost.

Vertikalschnitte quer zum Strom im oberstromigen Bereich der Lamelle aufzuzeichnen. Die für die Rechnung anzunehmende Breite der Lamelle richtet sich nach der Lage der Achse; sie wird etwa der 1,0- bis 1,5fachen Deckenstärke gleichzusetzen sein.

Die an der Decke angreifenden Lasten einschließlich ihres Eigengewichtes werden den Trägern I bis IV zugewiesen, während der Träger V nur durch die Stützkkräfte der übrigen Träger belastet wird. Die Lasten auf die

Spiralwand belasten die Saugschlauchdecke nicht; sie sind in der Bemessung der Wandkonstruktion zu berücksichtigen.

Der Ersatz der Platte durch einen Trägerrost vernachlässigt die Torsionssteifigkeit der Decke. Man wird also von vornherein damit rechnen müssen, daß die Momente im Trägerrost größer werden als die tatsächlichen Momente in der Platte. Um die Größe der Abweichung abzuschätzen, wird in Abb. 17 eine Deckenhälfte in grober Annäherung durch eine dreiseitig gelagerte Platte mit gleichmäßig verteilter Belastung p ersetzt und ihre Beanspruchung einmal genau nach Goriupp [9] und zum anderen näherungsweise mit Hilfe eines Trägerrostes der vorgeschlagenen Art berechnet. Der Vergleich der beiden Ergebnisse bestätigt die Vergrößerung der Biegemomente beim Fehlen der Torsionswirkung; die Momente M_x wachsen im oberstromigen Teil bis auf 150 % an und die Momente M_y sind praktisch verdoppelt.

In Abb. 18 sind nunmehr die Ergebnisse des spannungsoptischen Versuches denjenigen der neueren Berechnung gegenübergestellt. Zunächst ist sowohl für die quergerichteten Momente M_x als auch für die längsgerichteten Momente M_y ein grundsätzlich gleichartiger Verlauf der Linien aus Versuch und Rechnung festzustellen. Damit ist bestätigt, daß der Rost in seinem Tragverhalten mit guter Annäherung die Deckenplatte vertritt. Weiterhin fällt die Vergrößerung der Momente im Rost auf, die in dem oben angestellten Vergleich begründet wurde. Dabei halten sich die Momente M_y im angegebenen Rahmen, während die Momente M_x teilweise etwas über 150 % hinaus anwachsen.

In der Praxis ist es allgemein üblich, verwickelte Flächentragwerke durch stellvertretende Trägerroste zu ersetzen, wobei man sich in der Regel über die Auswirkung der vernachlässigten Torsion keine Rechenschaft ablegt, weil die Rechnung auf der sicheren Seite liegt. Es soll deshalb auch hier davon abgesehen werden, einen entsprechenden Abminderungsfaktor einzusetzen; dafür kann aber die nachgewiesene reichliche Bemessung bei Anwendung des Trägerrostes zum Anlaß genommen werden, die Rechnungsdurchführung wesentlich zu vereinfachen. Zunächst ist es in den weitaus meisten Fällen zulässig, das ganze Tragwerk nach System und Belastung symmetrisch zur Mittelstützenachse anzunehmen. Damit wird das Tragwerk nur dreifach statisch unbestimmt, wenn man die durchlaufenden Träger I bis III als statisch unbestimmtes Hauptsystem einführt; als Unbekannte werden zweckmäßig die Stützkkräfte der Lamellen II, III und IV auf die Lamellen V gewählt. Weiterhin ist es bei der Dicke der Deckenplatte zulässig, von einer stärkeren Untergliederung der Belastung abzusehen und für die Lamellen geradlinig begrenzte Lastflächen, also Rechteck- und Trapezlasten anzunehmen.

Der Vergleich zwischen Versuch und verbesserter Berechnung soll noch im einzelnen auf die oberstromige Lamelle IV ausgedehnt werden; hier hatte sich ja die größte Unstetigkeit in den Formänderungen nach dem alten Berechnungsverfahren ergeben. In Abb. 19 sind die beiden Berechnungen dem spannungsoptischen Versuch gegenübergestellt. Auch hier zeigen sich der grundsätzlich richtige Verlauf der Momentenlinie nach dem neuen Verfahren sowie die Erhöhung der berechneten Momente gegenüber dem Versuchsergebnis. Die steilere Momentenlinie der Berechnung ist durch die Annahme höherer Lasten begründet; dabei wird die früher nachgewiesene, teilweise Entlastung der Decke von den Kegelauflegerdrücken eine maßgebende Rolle spielen, die in der Berechnung absichtlich zugunsten einer größeren Sicherheit vernachlässigt wurde.

Die mittlere Auflagerkraft der Lamelle IV wird durch Kragwirkung von der Lamelle III aufgenommen und an die Mittelstütze weitergeleitet. Der Zusammenhang der

beiden Lamellen erlaubt es, den Wirkungsbereich des stromparallelen Kragmomentes in einer Breite gleich der Dicke der Mittelstütze zuzüglich der vollen Deckenstärke anzunehmen. Setzt man im vorliegenden Beispiel den vollen Hebelsarm, d. i. der Abstand der Kegelaufleger-Mittellinie vom Beginn der Saugschlauch-Mittelstütze, ein, dann erreicht das errechnete Kragmoment fast die doppelte Höhe des Wertes aus der Bauwerksmessung; diese Steigerung ist zum Teil wiederum auf die zu hoch angenommenen Kegelauflegerdrücke und zum Teil auf den in Abb. 7 nachgewiesenen Verlauf der Stützlinie zurückzuführen. Auch hier bleibt man am besten mit der ganzen Auflagerlast und dem vollen Hebelsarm auf der sicheren Seite, zumal im allgemeinen die Kragbewehrung nach dieser Rechnung sowieso recht gering wird und noch unter der Mindestbewehrung nach Saliger [10] liegt.

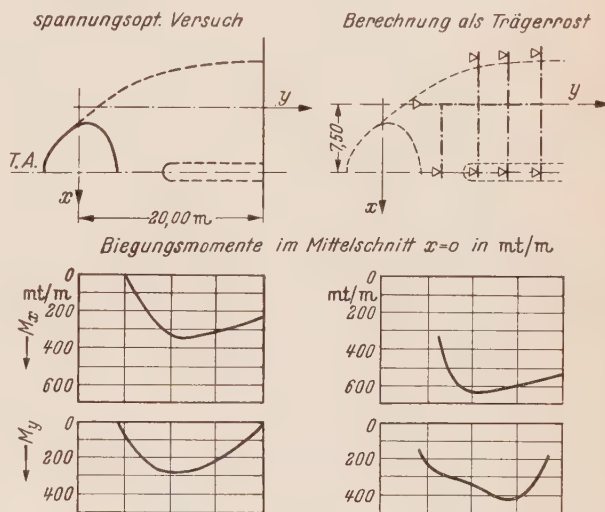


Abb. 18. Biegemomente in der Saugschlauchdecke nach dem spannungsoptischen Versuch und nach der Trägerrostberechnung.

6. Zusammenfassung

Die Saugschlauchdecke einer Wasserkraftanlage bietet wegen ihrer besonderen Formgebung und Auflagerung Schwierigkeiten für die statische Berechnung. Um das Tragverhalten der Decke zu klären, wurden eingehende Untersuchungen in 3 Richtungen angestellt:

Eine theoretische Berechnung der Decke als Plattenstreifen befaßte sich mit örtlichen Spannungszuständen und mit dem Einfluß der Nachgiebigkeit der Stützen;

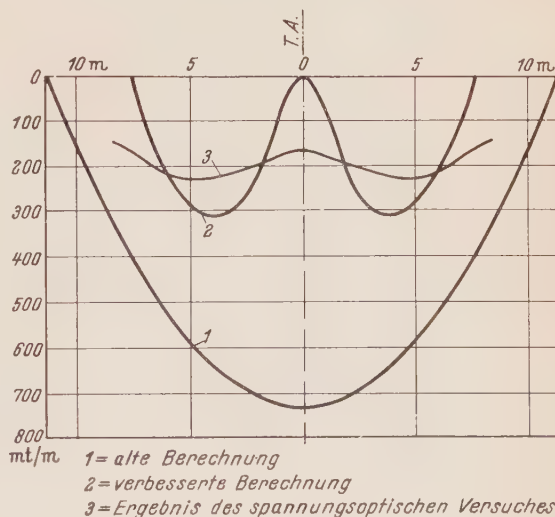


Abb. 19. Vergleich der Momentenlinien für die oberstr. Querlamelle IV.

spannungsoptische Modellversuche lieferten ein geschlossenes Bild der Beanspruchung in der Decke und Messungen am fertigen Bauwerk schließlich bestätigten zum großen Teil die Ergebnisse des Modellversuches, gaben aber auch Hinweise auf die Beanspruchung der Decke durch Eigenspannungszustände.

Das Ergebnis der Untersuchungen ist ein Vorschlag für ein neues Berechnungsverfahren, das in Einzelheiten erläutert wird.

Literatur

1. R. Kuhn: Bemessung einer Stahlbetonkonstruktion mit Hilfe der Spannungsoptik. Der Bauing. 26, H. 6/7 (1951).
2. H. Rohde: Berechnungsgrundlagen und konstruktive Ausbildung von Einlaufspirale und Turbinensaugrohr bei Niederdruckanlagen. Verlag J. Springer, Berlin 1931.

3. R. Kuhn: Der freiaufliegende, gleichmäßig belastete Plattenstreifen mit teilweiser mittlerer Unterstützung. Forschung auf dem Gebiete des Ing.-Wesens 23 (1957) S. 11—16.
4. H. Olsen u. F. Reinitzhuber: Die zweiseitig gelagerte Platte, 1. u. 2. Bd. Berlin, Verlag Ernst & Sohn.
5. M. Kufner: Spannungsoptische Erstarrungsversuche mit Modellen aus Gießharzen. VDI-Zeitschrift 98 (1956) S. 1683—1691.
6. R. Kuhn: Ermittlung der Spannungen in elastischen Platten mit Hilfe der Spannungsoptik. Forschung auf dem Gebiet des Ing.-Wesens 18 (1952) S. 72—80.
7. R. Kuhn: Erfahrungen mit Dehnungsmessungen im Massengussbetonbau. VDI-Zeitschrift, Band 99 (1957) S. 751—763.
8. K. Walz: Über Längenänderungen und Spannungen durch Schrumpfen und Schwinden des Betons. Betonsteinzeitung 1957 H. 7 S. 523—526.
9. K. Goriupp: Die dreiseitig gelagerte Rechteckplatte. Ing.-Archiv 16 (1947) S. 77—98 und S. 153—163.
10. R. Saliger: Der Stahlbetonbau, 7. Aufl. Wien 1949, S. 204.

Kurze Technische Berichte

Strahlungsschutztechnik

Entwurf und Ausführung von Strahlenabschirmungsanlagen aus Beton

DK 621.039 : 624.9 : 624.012.4

Heiße Zelle aus Schwerbeton in permanenter
Stahlschalung

Die Abbildungen 1 und 2 zeigen Horizontal- und Vertikalschnitt durch eine heiße Zelle des kanadischen Kernforschungszentrums Chalk River in Ontario. Die Grundrißabmessungen der Zelle sind 3,0 · 1,8 m im Lichten, die Höhe beträgt 3,7 m. Die für die Abschirmung harter γ -Strahlung im Multicurie-Bereich bemessenen 60 cm dicken Zellenwände bestehen aus Schwer-

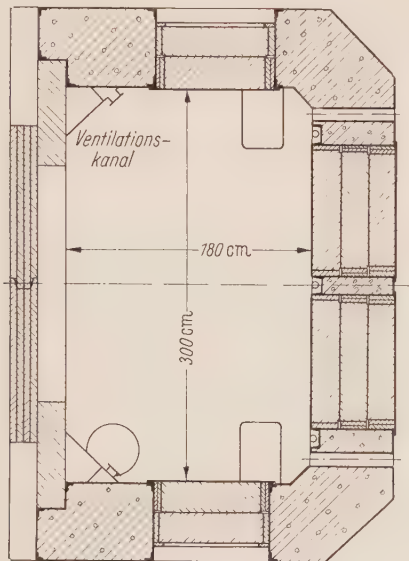


Abb. 1. Horizontalschnitt durch die heiße Zelle.

beton (Dichte 3,3 t/m³) mit Ilmenit- (FeO · TiO₂) und Magnetit- (Fe₃O₄) Zuschlägen; sie wurden in einer geschweißten permanenten Schalung aus 10 mm dickem Stahlblech betoniert. Die Zellenrückwand wird von einer 20 cm dicken Stahlplatte gebildet, in der sich eine 1,8 m breite, 2,1 m hohe Öffnung befindet, die durch zwei 1,2 m breite, 2,4 m hohe und 20 cm dicke stählerne Schiebetore verschlossen wird. Die Zellen-Innenflächen sind mit Polyäthylenfolie verkleidet.

Die vier Strahlenabschirmungsfenster bestehen aus nicht-bräunendem Bleiglas mit einer Dichte von 3,3 g/cm³. Die Zelle ist mit einem Parallel-Manipulatorpaar vom Typ Argonne No. 8 ausgerüstet. Die beiden Hülzen für das Arm-Verbindungsstück verlaufen in 50 cm Achsabstand durch eine 8 cm dicke Stahlplatte, die in einem Schlitz entlang der Zellenvorderwand gleiten kann. — In einem der Zelle benachbarten Raum befinden sich sechs brunnenartige Safes für die Aufbewahrung radioaktiver Prüfkörper (Abb. 3).

Die Baukosten der heißen Zelle (einschließlich Grundausrüstung) belaufen sich auf 109 000 Dollar; dazu kommen

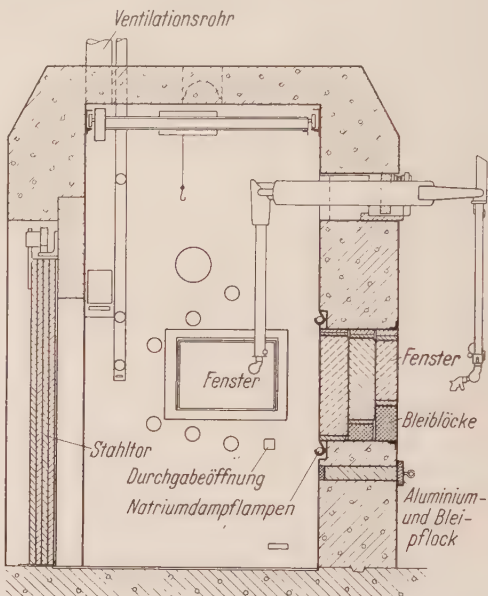


Abb. 2. Vertikalschnitt durch die heiße Zelle.

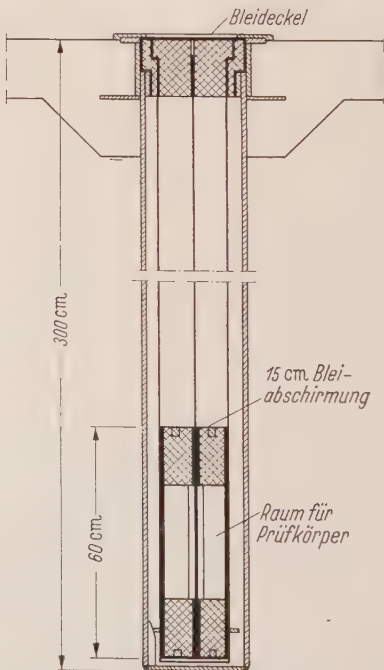


Abb. 3. Safe für die Aufbewahrung radioaktiver Körper.

63 000 Dollar für Zusatzeinrichtungen. Die Zusammensetzung der Baukosten ist wie folgt:

Beton und Stahlchalung plus Speicher-Safes:	\$ 50 000
Abschirmungsfenster, Stahltores, Manipulatoren und Gleitplatte, Kran:	\$ 50 000
Beleuchtung und Ventilation:	\$ 6 000
Strahlenmeßsystem:	\$ 3 000
	\$ 109 000

[Nach A. S. Bain: Construction and Shielding Properties of Remote Control Handling Cell, Metallurgy Building, Chalk River, Ontario. Proc. of the 5th Hot Laboratories and Equipment Conference, Philadelphia, 14./15. März 1957, S. 284—298.]

Dipl.-Ing. Th. Jaeger, Berlin.

DK 621.039.4 : 614.898.5 : 624.012.4

Heiße Zelle aus Schwerbetonblöcken

Abb. 1 zeigt die Ansicht einer heißen Zelle, die für die Isotopen-Produktionsabteilung der Reactor Operations Division des Oak Ridge National Laboratory, Tennessee, USA, errichtet wurde. Die Vorderwand und die beiden Seitenwände der heißen Zelle sind 95 cm dick und bestehen aus einer inneren und einer äußeren aus Schwerbetonblöcken gemauerten 15 cm dicken Wand, trocken versetzten Schwerbetonblöcken im 60 cm breiten Zwischenraum und einer 5 cm dicken Bleischicht an der Wandinnenseite. Für die Herstellung der 15 · 15 · 30 cm großen Betonblöcke wurde eine Mischung von 4 Teilen grobem Barytzuschlag, 3 Teilen Barytsand und 1 Teil Zement verwendet, die erzielte Dichte beträgt 3,45 t/m³. Das Bleiäquivalent der Wände beträgt 33 cm. Die Zelendecke besteht aus einer 75 cm dicken Barytbetonplatte von ebenfalls 3,45 t/m³ Dichte. In Abb. 2 bis 4 sind ein Horizontalschnitt und zwei Vertikalschnitte durch die heiße Zelle dargestellt.

Die kombinierte Personal- und Material-Zugangstür an der Zellenrückseite ist als zweiteilige Schiebetür ausgebildet, die auf Schienen läuft und deren beide Teile mit einem Antriebsmotor ausgerüstet sind. Die beiden Türtelle bestehen aus einer in einem Rahmen aus Winkelstählen aus Schwerbetonblöcken gemauerten 15 cm dicken Schale und trocken versetzten Schwerbetonblöcken im 60 cm breiten Innenraum. Die zusätzliche 5 cm dicke Bleischicht wurde weggelassen, da es keinen Anlaß für das Betriebspersonal gibt, einen wesentlichen Teil der Arbeitszeit an der Zellenrückseite zu verbringen.

Die Verwendung vorgefertigter Betonblöcke bietet wirtschaftliche Vorteile im Vergleich mit monolithischem Beton, wenn die Zellenwände relativ frei von Zugangsöffnungen, Einsätzen, Hülsenrohren, etc. sind. Bei Verwendung von schweren Erzen, Eisen- oder Bleiabfällen als Zuschläge kann eine sehr gleichförmige Verteilung des schweren Materials in der Zellenwand erzielt werden; die Dichte der einzelnen Betonblöcke kann in sehr einfacher Weise durch Gewichtskontrolle überwacht werden. Ein weiterer Vorteil von Zellen aus Blockmauerwerk besteht in der Möglichkeit, auf einfache Weise Umbauten vorzunehmen.

Die Einsätze für Zuleitungen und Instrumentation dieser Zelle sind um das Strahlenschutzfenster in bequemer Reichweite für den Operator angeordnet, der die Manipulatoren bedient. Die Einsätze sind in einen monolithischen Barytbetonblock mit den Abmessungen 135 · 150 · 90 cm einbetoniert, der die Öffnung für den Einbau des Strahlenschutzfensters enthält. Die Rohreinsätze für die Durchführung der Periskope und des Manipulatorpaares sind in Barytbetonblöcke von 150 · 30 · 90 cm bzw. 115 · 45 · 90 cm Größe einbetoniert.

Die gesamte innere Oberfläche der heißen Zelle ist mit nichtrostendem Stahlblech ausgekleidet. Die einzelnen Bleche sind mit durchlaufenden Nähten verschweißt, so daß ein flüssigkeits- und gasdichter Behälter gebildet wird. Die Wirksamkeit einer Verkleidung aus nichtrostenden Stahlblechen ist direkt proportional der Güte der Schweißnähte. Eine nicht vollständig dichte Schweiß-

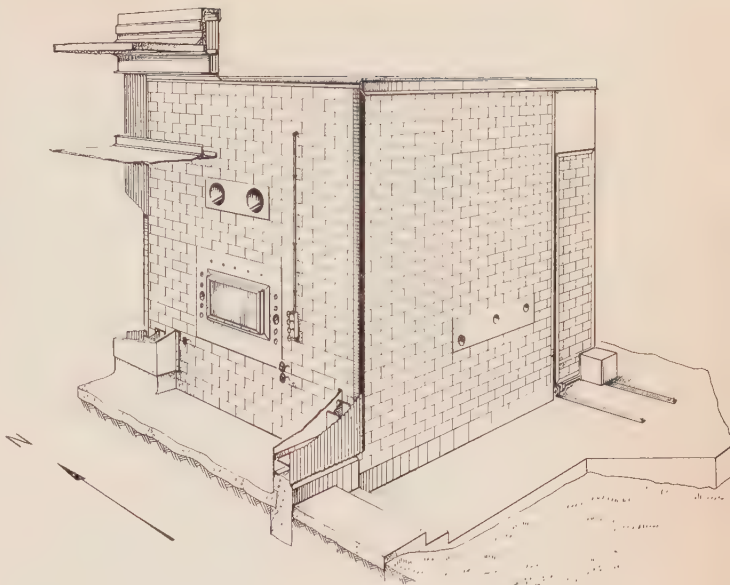


Abb. 1. Perspektivische Ansicht der heißen Zelle der Isotopen-Produktionsabteilung des ORNL.

naht gestattet das Eindringen von Entgiftungsspülwasser in den Zwischenraum zwischen Auskleidung und Betonwand mit resultierendem allmählichem Anwachsen der radioaktiven Vergiftung der Strahlenschutzwand. Im ungünstigsten Fall könnte ein Benetzen an der fehlerhaften Stelle der Schweißnaht mit primärer radioaktiver Flüssigkeit erfolgen und die Zelle unbenutzbar werden bis die Verkleidung um die Undichtheit entfernt und der radioaktiv verseuchte Beton ausgestemmt und ersetzt ist. — Die Entgiftung der Stahlblechauskleidung der Zelle erfolgt mittels eines permanent installierten Sprinklersystems.

Für das Beobachten der Arbeit innerhalb der heißen Zelle ist ein Bleiglas-Mineralöl-Fenster mit einer Dichte von 3,3 g/cm³

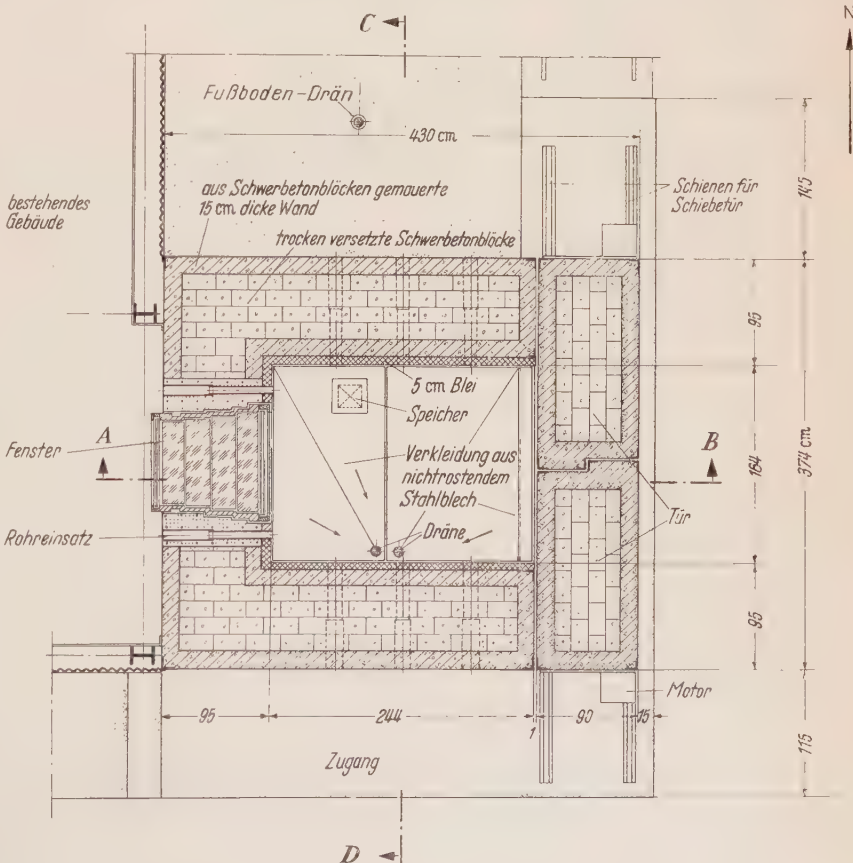


Abb. 2. Horizontalschnitt durch die heiße Zelle.

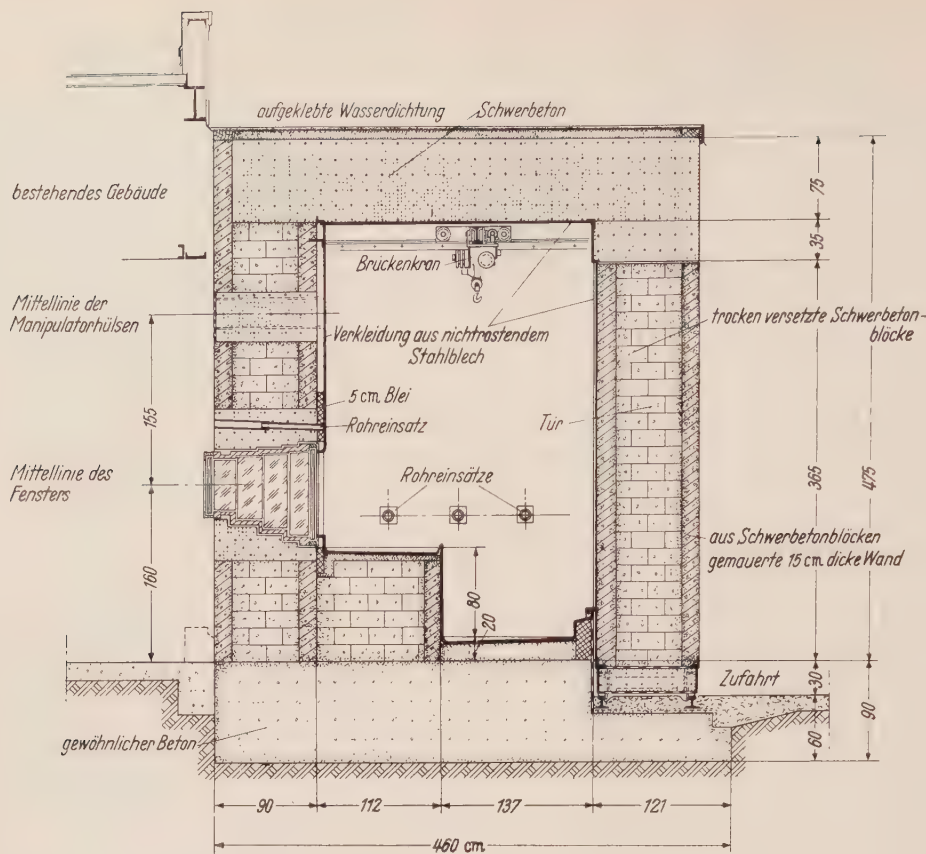


Abb 3. Vertikalschnitt A—B.

vorgesehen. Die äußere, oder kalte Seite dieses Fensters besteht aus einer 2,5 cm dicken Glasplatte von 2,5 g/cm³ Dichte, die innere, oder heiße Seite aus einer 2,5 cm dicken Platte nichtbräunenden Kalkglases. Der Strahlenschutzteil des Fensters

setzt sich aus drei 23 cm dicken und einer 18 cm dicken Platte nichtbräunenden Bleiglasses von 3,3 g/cm³ Dichte zusammen. Der Fensterrahmen ist als dichter Behälter ausgeführt, da Mineralöl zur Eliminierung der Lichtbrechung durch die ver-

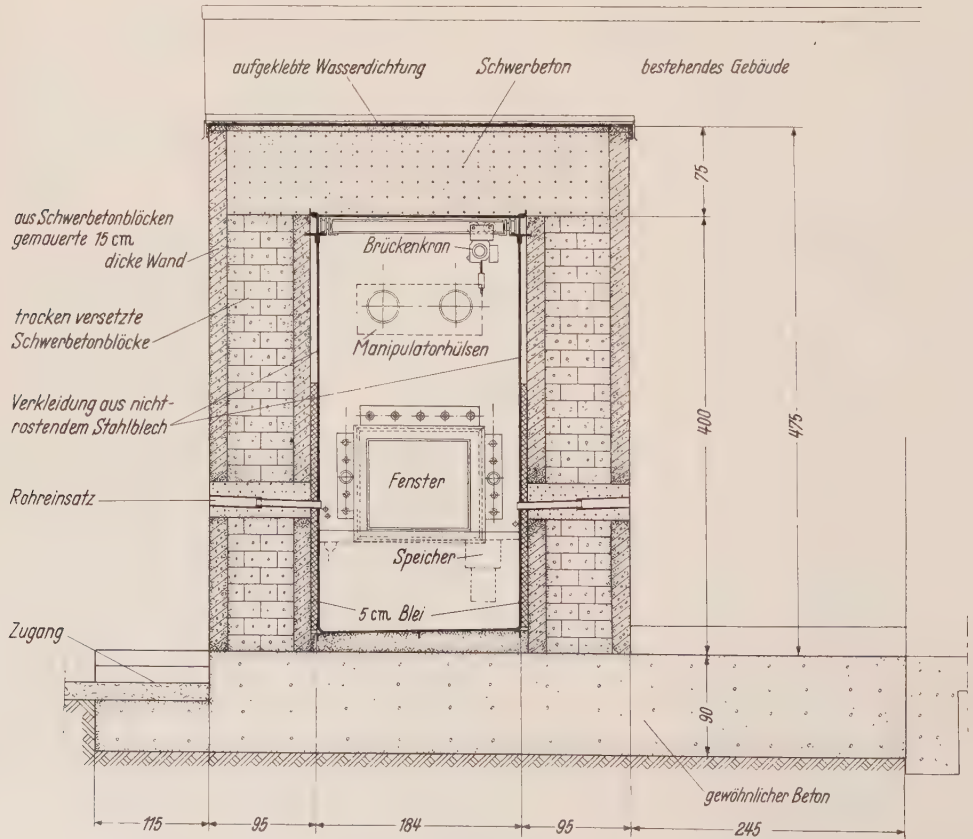


Abb. 4. Vertikalschnitt C—D.

schiedenen Glasoberflächen des zusammengesetzten Fensters verwendet wird.

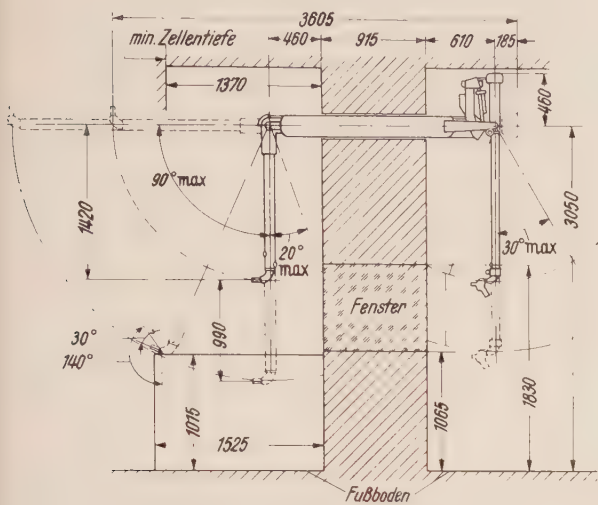


Abb. 5. Maßskizze zum CRL-Manipulator-Modell 8 (nach dem Prospekt „Parallel-Manipulatoren“ der Leybold-Hochvakuum-Anlagen G. m. b. H., Köln).

DK 698.1 : 667.643.74

Anweisung für Betonanstriche

Der Bericht befaßt sich mit den gebräuchlichen Anstrichen für Beton mit Ausnahme derer auf Zementbasis. Da es in dem gesteckten Rahmen nicht möglich ist, alle im Handel befindlichen Anstriche zu besprechen, beschränkt er sich auf die folgenden 6 Grundtypen:

- 1. Anstriche auf Ölbasis,
- 2. Anstriche auf Firnisbasis,
- 3. Anstriche auf Lackbasis,
- 4. mit Wasser verdünnbare Anstriche,
- 5. farblose Anstriche,
- 6. bituminöse Anstriche.

Auf eine frühere Veröffentlichung über die Erfahrungen bei der Verwendung von Portlandzement-Anstrichen auf Beton wird hingewiesen¹.

Anstrichtypen und deren Anwendung

Die meisten Anstriche können mit befriedigendem Ergebnis auf Beton aufgebracht werden, wenn der Vorbereitung des Betons und seiner Oberfläche genügend Beachtung geschenkt wird. In einigen Fällen empfiehlt sich eine Grundierung, besonders dann, wenn der Beton noch nicht genügend gealtert ist.

Anstriche auf Ölbasis

Sie bestehen grundsätzlich aus einem trocknenden Öl (meist Leinöl) und Pigmenten, oft mit Zusätzen zur Steigerung ihrer Alkalibeständigkeit. Im allgemeinen sind sie wetterfest, behalten eine relativ saubere Oberfläche und ermöglichen so einen neuen Anstrich, wenn dies erforderlich ist. Sie bewähren sich gut, wenn der Beton gealtert und trocken ist und bieten einen ausreichenden Schutz gegen Regenwasser. Bei dauernder Einwirkung von Feuchtigkeit sind die vergüteten Sorten zu empfehlen. Auch diese genügen nicht, wenn der Beton längere Zeit unter Wasser steht oder die Feuchtigkeit fortgesetzt von der anderen Seite des Betons Zutritt. Für Innenwände werden gewöhnlich schneller trocknende, härtere Anstriche verlangt, für den Gebrauch auf Fußböden sind sie nicht abriebfest genug.

Anstriche auf Firnisbasis

Derartige Anstriche bestehen aus Firnis, einer wärmebehandelten Mischung von trocknendem Öl und Harz, und Pigmenten. Als Verdünnungsmittel dienen organische Lösungsmittel. Sie sind besonders geeignet für trockene Innenwände, bilden einen glatten Film und trocknen schneller als Ölanstriche. Im Handel sind verschiedene Glanzstufen erhältlich. Anstriche mit Halbglanz oder Hochglanz, oft als „Emaile“ bezeichnet, sind dort zweckmäßig, wo häufiges Abwaschen der gestrichenen

Die Manipulation der Zelle erfolgt mit Hilfe eines Parallel-Manipulatorpaares vom Typ Argonne No. 8 mit einer Vertikalhub-Kapazität von 11,5 kg und einen Druckluft-betriebenen Brückenkran mit einer Hubkraft von 1 t. Abb. 5 ist eine Maßskizze eines von den Central Research Laboratories, Inc., Red Wing, Minnesota, hergestellten Modell 8-Manipulators. Für den Ein- und Ausbau dieses Manipulatortyps, bei dem der Greifarm des Manipulators in die horizontale Lage aufgeklappt wird, ist ein Lichtraum von 4,0 m vor der Zellenwand erforderlich.

Der Betrieb der heißen Zelle geht folgendermaßen vonstatten: Die Strahlenquelle wird in einem bleigeschützten Transportbehälter mit Hilfe eines Gabelstaplers durch die Personal- und Materialzugangstür in die heiße Zelle gebracht. Nach Schließen der Tür wird der Behälter mittels des Brückenkranes geöffnet, die Strahlenquelle wird dem Behälter entnommen und auf die Arbeitsplattform gestellt. Auf diesem Platz kann sie durch das Bleiglasfenster gesehen werden. Das Experimentieren mit Hilfe chemischer oder physikalischer Versuchseinrichtungen, in die die Strahlenquelle eingeführt wird, kann nun erfolgen.

[Nach H. M. Glen: An Engineering Approach to a High Level Manipulator Hot Cell. Proceedings of the Fifth Hot Laboratories and Equipment Conference, Philadelphia, 14. bis 15. März 1957, S. 299—306. — Der KTB verwendet mit freundlicher Genehmigung des Verfassers die gesamten Abbildungen des Originalaufsatzes; Mr. H. M. Glen sei an dieser Stelle für die Zusendung reproduzierbarer Abbildungsvorlagen Dank gesagt.] Dipl.-Ing. Th. Jaeger, Berlin.

Wände erforderlich ist. Sie finden auch als Fußboden-Emaile Verwendung, hier sind allerdings Lackanstriche vorzuziehen. Bei Streichen von Außenflächen wurden befriedigende Ergebnisse erzielt, doch sind Anstriche auf Ölbasis für diesen Zweck gebräuchlicher.

Anstriche auf Lackbasis

Sie bestehen grundsätzlich aus synthetischem Harz, das in einem anderen Lösungsmittel als Terpentin oder Petroleum gelöst ist, sowie Pigmenten. Gelegentlich werden trocknende Öle oder plastifizierende Zusätze beigegeben. Charakteristisch für derartige Anstriche ist das schnelle Trocknen und Erhärten durch Verdampfen des Lösungsmittels. Lackanstriche für Beton weisen eine hohe Widerstandsfähigkeit gegenüber den alkalischen Bestandteilen des Betons auf, sie können daher auch auf frischen Beton aufgebracht werden. Für Betonböden sind Anstriche geeignet, die mit Chlorkautschuk oder einem Styrol-Butadien-Harz hohen Styrolgehalts hergestellt wurden, für Wände werden Vinylharzanstriche vorgezogen. Alle sind geeignet für feuchte Räume oder Beton, der der Witterung ausgesetzt ist. Die verhältnismäßig neuen Lacke auf Epoxyharzbasis sind alkalifast und sollen eine hervorragende Beständigkeit aufweisen. Reine Epoxy-Lacke fordern die Anwendung eines Katalysators, der die Erhärtung des Films fördert. Sie zeigen eine hohe Abriebfestigkeit. Modifizierte Epoxy-Anstriche enthalten einen Zusatz von trocknendem Öl. Sie benötigen keinen Katalysator, trocknen aber langsamer.

Lackanstriche enthalten im allgemeinen Lösungsmittel höherer Viskosität und sind nicht so leicht zu verarbeiten wie Öl- und Firnisanstriche. Man zieht daher diese oft dort vor, wo sie den Anforderungen genügen.

Mit Wasser verdünnbare Anstriche

Diese sind gekennzeichnet durch die Verwendung von Wasser an Stelle von Lösungs- oder Verdünnungsmitteln. Andererseits bestehen weitgehende Ähnlichkeiten vieler dieser Anstriche mit solchen, die Harz oder Öl als Binder enthalten. Als Vorteile sind das Fehlen von Lösungsmitteldämpfen und die bequeme Reinigung des Arbeitsgeräts anzusehen. Die Qualität dieser Anstriche, besonders in bezug auf Abriebfestigkeit, wurde in neuerer Zeit verbessert, so daß heute eine große Anzahl wasser- verdünnter Farben für Beton verwendet werden kann. Die älteren dieser Anstrichmittel, (Kaseifarben, Ölharz- und Alkydharzanstriche) haben weitgehend den jetzt üblichen auf Latexbasis Platz gemacht, von denen die gewöhnlichen meist mit Styrol-Butadien-Latex hergestellt werden. Neuerdings sind Anstriche mit Polyvinylazetat, Acrylharz und anderen Harzen im Handel. Latexanstriche eignen sich besonders für Betoninnenwände; sie können alkalibeständig und „atmend“ hergestellt werden, so daß sie die Entstehung eines hydrostatischen Druckes hinter dem Anstrichfilm weitgehend unterbinden. Für Betonaußenwände ist die Entwicklung noch nicht so weit fort-

¹ ACI Journal, Sept. 1949; Proc. 46 (1949—1950), S. 1—16.

geschritten, doch zeigen als betonfest und für Außenanstrich gelieferte Anstrichstoffe gute Haltbarkeit. Derartige Anstriche sind gut abwaschbar, sollten aber wegen ihrer mangelnden Abriebfestigkeit nicht für Fußböden verwendet werden.

Farblose Anstriche

Neben Wachsen, Harzen, Stearaten und in Petroleum gelösten trocknenden Ölen — oft Tungöl — sind hierfür auch mit Wasser verdünnte Anstrichmittel anwendbar. In letzter Zeit finden auch Silikone Verwendung. Sie werden angewandt, um dem Untergrund wasserabweisende Eigenschaften zu verleihen, ohne sein Aussehen zu verändern. Wo sich hydrostatischer Druck entwickeln kann, sind sie nicht zu empfehlen. Ihre Haltbarkeit ist geringer als die der farbigen Anstriche, weil ihnen das Pigment fehlt, das sie gegen Zerstörung durch das Sonnenlicht schützt. Um Staubeentwicklung auf Betonfußböden zu verhindern, verwendet man in Wasser gelöste Silicate oder Fluosilicate.

Bituminöse Anstriche

Solche Anstrichmittel finden weitgehend Verwendung zur Abdichtung von Beton, wenn dessen Aussehen keine Rolle spielt (z. B. bei Fundamenten). Verwendet werden Kohleenteer- oder Asphaltprodukte, die entweder vor dem Gebrauch geschmolzen werden oder gelöst bzw. in Wasser suspendiert sind. Je nach den Anforderungen sind Anstriche normaler Dicke oder die Aufbringung stärkerer Schichten erforderlich, die, durch Gewebe- oder Filzeinlagen verstärkt, auch Risse im Beton abschließen können.

Behandlung des Betons

Mit wenigen Ausnahmen bietet ein gealterter und trockener Beton die günstigsten Vorbedingungen für einen Anstrich. Er sollte bei Anstrichen mit Ölfarbe mindestens 6 Monate, bei solchen mit alkalibeständigen Farben 2 Monate alt sein. Auch wenn seine Oberfläche trocken ist, enthält junger Beton Feuchtigkeit, die später Blasenbildung und Abblättern der Farbschicht hervorrufen kann. Ebenso ist die hohe Alkalität des jungen Betons besonders bei Farben mit trocknenden Ölen wegen deren Neigung zur Verseifung gefährlich. Durch Oberflächenbehandlung mit Säuren und sauren Salzen wie Zinksulfat zur Reduktion der Alkalität erreicht man jedoch nur an der Oberfläche eine zeitweilige Neutralisierung und jede spätere Feuchtigkeitwanderung bringt neues Alkali in Berührung mit dem Farbfilm. Gute Ergebnisse haben Laborversuche mit einer Lösung von 2% Zinkchlorid in 3%iger Phosphorsäure gebracht. Die Lösung wird aufgestrichen oder aufgespritzt und 24 Stunden trocknen gelassen. Gebildete Rückstände sind vor dem Streichen abzubürsten. Bei bituminösen Anstrichen ist Alterung oder Vorbehandlung des Betons unnötig. Die Oberfläche des Betons sollte trocken sein. Nur wenn der Beton noch feucht ist und der Anstrich der direkten Sonnenbestrahlung ausgesetzt ist, kann Blasenbildung eintreten. Ist kein Sonnenschutz möglich, läßt sich die Blasenbildung durch Übertünchen der bituminösen Schicht verhindern. Die Oberfläche des Betons ist vor dem Aufbringen eines Anstrichs zu reinigen. Je nach Art und Menge der Verunreinigung wird man diese durch Abspülen, Abbürsten oder notfalls mittels Sandstrahlgebläses entfernen. Fett und Öl können mit Lösungsmittel oder starker Lauge, Ausblühungen mit verdünnter Salzsäure (1:4) beseitigt werden. Gründliches Nachspülen ist hier erforderlich. Da fortgesetzte nachdringende Feuchtigkeit zu neuen Ausblühungen führen und den Anstrich zerstören kann, sollte auf derartige Möglichkeiten geachtet und gegebenenfalls vorher Abhilfe geschaffen werden. Besonders dichte und glatte Oberflächen sollten leicht aufgeraut werden (durch Sandstrahl, Abreiben mit Schleifmitteln oder Anätzen mit Säure, z. B. Salzsäure 1:4). Für frischen Beton ist die oben erwähnte Vorbehandlung mit Zinkchlorid und Phosphorsäure zweckmäßig. Zum Abgleichen sehr rauher Oberflächen wird ein dünner Zementmörtel 1:1 empfohlen. Nach gründlichem Nassen der Oberfläche soll der Mörtel mit einer steifen Bürste eingerieben werden. Für die Ausfüllung großer Löcher und Risse eignet sich ein Zementmörtel 1:2 bis 1:3, er soll plastisch und nicht nasser als notwendig sein. Der Mörtel soll 2 bis 3 Tage altern und dabei feucht gehalten werden. Ebenso wie neuem Beton muß den ausgetrockneten Stellen Zeit zum Trocknen gegeben werden. Die Phosphorsäure-Zinkchlorid-Lösung kann auch hier verwendet werden.

Vorbereitung der Anstrichstoffe

Die Farben müssen vor dem Streichen gut durchgerührt werden, dies gilt auch für farblose und bituminöse Anstriche, die keine Pigmente enthalten. Jede Verdünnung sollte nach den Anweisungen des Herstellers und mit dem empfohlenen Ver-

dünnungsmittel erfolgen, sonst besteht immer die Gefahr, daß die Güte des Anstriches leidet. Häufige Fehler in dieser Hinsicht sind u. a. das Mischen von Lack mit Terpentin oder Petroleumderivaten und das von wasserlöslichen Farben mit organischen Lösungsmitteln. Ebenso sollte das Tönen mit Vorsicht geschehen. Die üblichen Ölfarben vertragen sich nicht immer mit Lackfarben. Für wasserverdünnte Anstriche sind im allgemeinen besondere Farbpasten erforderlich. Einige Firmen liefern Universal-Pasten, die für mehrere Anstrichtypen geeignet sind. Auch hier sollten die Anweisungen des Herstellers befolgt werden. Einige Anstriche erfordern besondere Vorbehandlung. So müssen Epoxyharz-Anstriche, die einen Katalysator benötigen, bald nach Zugabe dieses Katalysators verbraucht werden.

Aufbringen des Anstriches

Bei zu niedrigen Temperaturen (unter 7° C) sollte nicht gestrichen werden. Selbst wenn das Anstrichmittel zur Herabsetzung seiner Viskosität vorgewärmt wird, leidet die Qualität des Anstrichs durch zu kalten Beton. Anstriche bei Regen oder feuchten Beton sind zu vermeiden, nur Anstriche mit wasserigem Bindemittel dürfen auf feuchten Beton aufgetragen werden.

Das Auftragsverfahren gibt im allgemeinen keinen Ausschlag. Bei einigen schnelltrocknenden Farben ist Aufspritzen vorzuziehen, damit nicht u. U. die darunter liegenden Schichten wieder aufgerissen werden. In jedem Fall muß der Anstrich einen zusammenhängenden Film bilden. Auf Außenflächen soll der getrocknete Anstrich eine Minstdicke von ca. 0,13 mm haben. Bei Verwendung von Ölfarbe entspricht dies einem Verbrauch von je 80—90 cm³/m² bei 2maligem Anstrich und glatter Oberfläche, bei rauher Oberfläche benötigt man etwa vier derartige Anstriche, um die geforderte Filmdicke zu erreichen. Lackfarben erfordern auf Grund ihres höheren Anteils an flüchtigen Bestandteilen etwa die eineinhalb- bis zweifache Menge wie Ölfarben. Für Innenarbeiten genügen gewöhnlich 2 Anstriche, wird der Anstrich häufig abgewaschen sind 3 erforderlich. Betonfußböden erhalten gewöhnlich 2 Schichten, für die je etwa 70 cm³/m² benötigt werden.

Beim Aufbringen mehrerer Schichten ist es zweckmäßig, etwas verschiedene Tönungen zu verwenden, um die einzelnen Schichten bzw. deren Überdeckung besser unterscheiden zu können.

Die Trockenzeit hängt weitgehend vom Anstrichtyp und den Wetterverhältnissen ab. Sie reicht von 24—48 Stunden bei einfachen Ölfarben bis zu wenigen Stunden bei Lackanstrichen. Bei kühler, feuchter Witterung sind für alle Anstriche längere Trocknungszeiten anzunehmen. Die erste Schicht von farblosen Anstrichen dringt weitgehend ein, wenn sie auf Beton aufgebracht wird. Je nach der Viskosität des Anstrichstoffes und der Porosität des Untergrundes werden dafür etwa 80 bis 400 cm³/m² benötigt, für den zweiten Auftrag etwa 50 bis 100 cm³/m².

Bituminöse Anstriche sollen so dick wie möglich aufgetragen werden, der Verbrauch beträgt etwa 130—400 cm³/m². Hochviskoses Material soll beim Auftragen der ersten Schicht verdünnt werden, um ein besseres Eindringen und bessere Haftung zu gewährleisten. Geschmolzene bituminöse Stoffe sollen eine Schichtdicke von 1,5 mm pro Auftrag erreichen. Eine etwa vorgesehene Verstärkung durch Gewebe oder Filz soll sich überlappen. Manchmal wird eine dünne Grundierung von flüssigen bituminösen Stoffen zur Verbesserung der Haftung angewendet.

Anstricherneuerung

Neue Anstriche auf intaktem, altem Anstrich erfordern nur Reinigung der Oberflächen. Ist der alte Anstrich nur noch teilweise vorhanden, müssen zuvor die freien Stellen vorgestrichen werden. Ist der frühere Anstrich in schlechtem Zustand, ist es zweckmäßig, zuerst den Schadensursachen nachzugehen und diese gegebenenfalls zu beseitigen. Unter Umständen kann dieser Anstrich auch auf zu frischen Beton aufgebracht worden sein. Evtl. ist es zweckmäßig, einen Anstrich anderer Art zu wählen. Gelockerte und zerstörte Anstrichreste sind natürlich zu entfernen. In der Mehrzahl der Fälle können Anstrichstoffe anderer Art überstrichen werden. Die Anweisungen der Lieferfirma sind jedoch in jedem Einzelfall einzuholen. So können Lackanstriche auf anderen Anstrichen zu Schwierigkeiten führen, weil ihre Lösungsmittel den alten Anstrich angreifen. — [Nach Guide for Painting Concrete (For paints other than portland cement paint), reported by ACI Committee 616, Journal of the American Concrete Institute, 28, (1957), Nr. 9, S. 817—832.]

P. Schimmelwitz, Darmstadt.

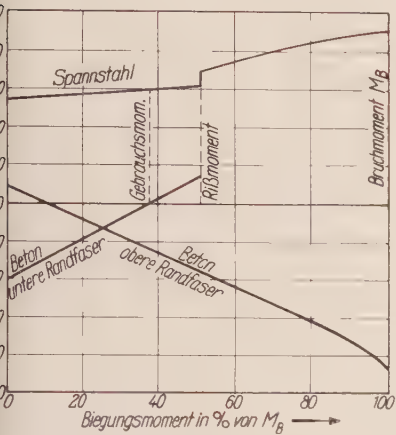
DK 666.982.4 : 539.431.3

Ermüdungsfestigkeit von vorgespannten, auf Biegung beanspruchten Betonquerschnitten

Es ist bekannt, daß die Ermüdungsfestigkeit eines Stahlbeton-Querschnittes von dem Bewehrungsprozentsatz, der Höhe der Betonspannungen, mithin auch der Größe der Vorspannungen, und dem Verhältnis der ständigen Last zur beweglichen Last abhängig ist. Aus diesem Grunde ist es schwierig, Sicherheitsfaktoren für Spannbeton bei Schwellast zu empfehlen. Man findet daher in der Literatur sehr widersprechende Ansichten über die dynamische Bruchsicherheit.

Den Ausgangspunkt der vorliegenden diesbezüglichen Untersuchungen bilden die Beziehungen zwischen den Spannungen

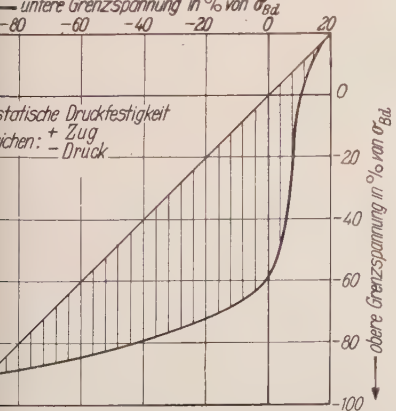
und dem Biegemoment bis zum statischen Bruch. Diese Aufgabe wird dadurch erschwert, daß die Formänderungsbeziehungen nicht mehr linear sind und die Anfangsdehnung des Stahles zu berücksichtigen ist. Es wird auf eine Arbeit von Colanetti von 1941 hingewiesen, bei der die inneren Schnittkräfte in einen Stahlzugkraftanteil entsprechend der Vordehnung unter Abzug des Kriech- und Schwindverlustes und eine Betondruckkraft zerlegt werden. Letztere steht mit den Betonspannungen und der restlichen Stahlzugkraft im Gleichgewicht, wobei die Spannungen für einen eben bleibenden Querschnitt zu ermitteln sind. Diese Methode wird als langwierig bezeichnet und setzt die Kenntnis der Spannungsdehnungslinien von Stahl und Beton voraus. Das Ergebnis (Abb. 1) ist ein Diagramm, das die beiden Betonrandspannungen und die Stahlzugspannung als Funktion des Biegemomentes zeigt. Die dar-



1. Beziehungen zwischen Spannungen und Biegemomenten.
Alle Spannungen in % der Bruchspannungen.



2. Umhüllende der Bruchspannungen für Spannstahl bei 1 Mio Lastwechseln.



3. Umhüllende der Bruchspannungen für Beton bei 1 Mio Lastwechseln.

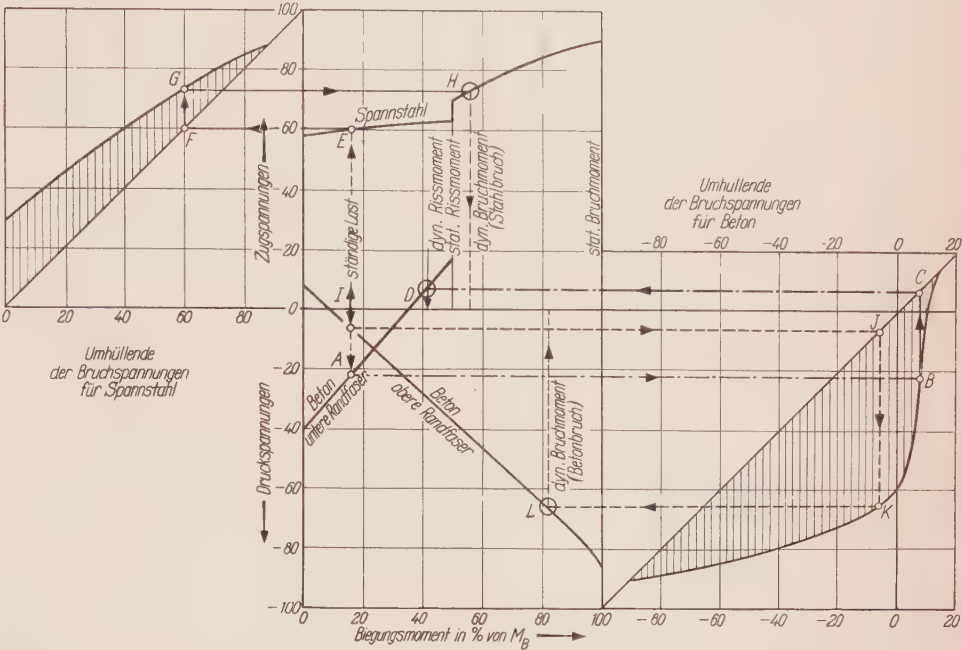


Abb. 4. Ermittlung der dynamischen Bruchmomente aus den Randspannungen mit Hilfe der Dauerfestigkeitsdiagramme für 1 Mio Lastwechsel bei Grenzbewehrung

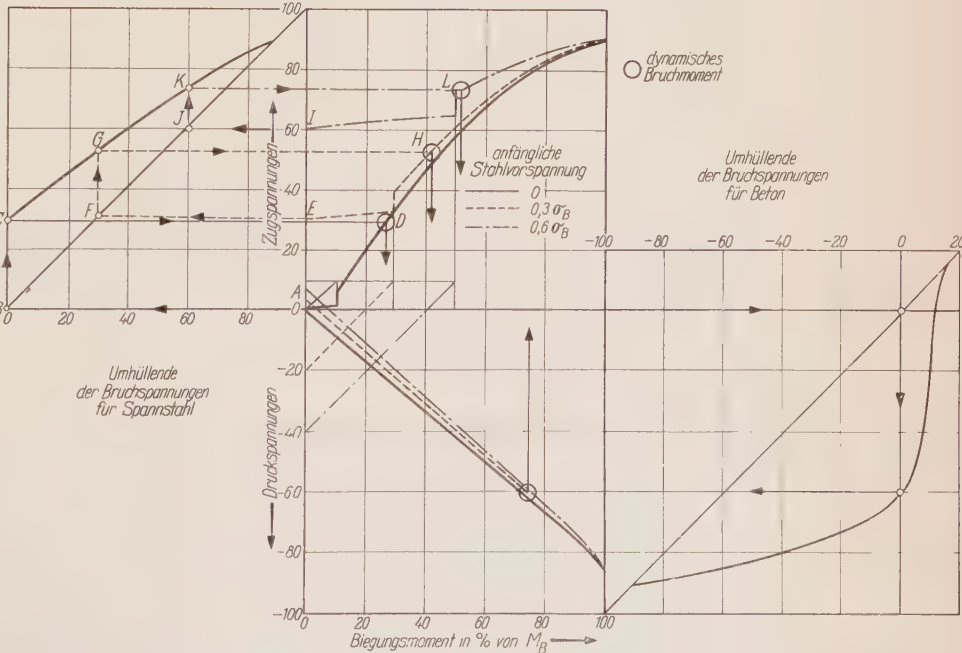


Abb. 5. Ermittlung der dynamischen Bruchmomente für drei identische Querschnitte mit verschieden hoher Stahl-Vorspannung (ständige Last = 0).

gestellten Größen sind durch Bezug auf den zugehörigen Maximalwert dimensionslos gemacht. Der Darstellung liegt ein Querschnitt mit „Grenzbewehrung“ (balanced design) zugrunde, bei der im Bruchzustand die Streck(0,2 %)-grenze des Stahles gerade erreicht wird. Die Stahlspannungslinie zeigt ein geringes Ansteigen bis zur Rißlast und eine jähe Zunahme, wenn diese überschritten wird. Diese Unstetigkeit wird in Wirklichkeit durch das allmähliche Entstehen der Risse gemildert. Die Linie der Betonspannung am oberen Rand verläuft zunächst geradlinig und wird in der Nähe der Bruchspannung gekrümmt, da dann die Betondruckzone sehr schmal wird. Die Linie der Betonzugspannung am unteren Rand ist geradlinig und hört bei der Rißlast auf. Die zul. Spannungen für Gebrauchslast entsprechen der USA-Norm: Stahl = 60 % der Bruchspannung, Beton = 40 % der Bruchspannung.

Der Beurteilung der Ermüdungsfestigkeit der Baustoffe werden 1 Mio Lastwechsel zugrunde gelegt und die Grenzfestigkeiten, wieder in dimensionsloser Form unter Bezug auf die statische Festigkeit, als Funktion der Unterspannung dargestellt (Goodman-Johnson-Diagramm). Die schraffierte Fläche oberhalb der Unterspannung gibt dann die ertragbaren Spannungsschwankungen an, die durch die Grenzwerte der möglichen Oberspannungen eingeschlossen werden. Für die Stahlzugspannungen (Abb. 2; nach EMPA-Heft 155) nimmt die mögliche Spannungsamplitude mit steigender Unterspannung ab. Oberhalb von $\sigma_u = 90\% \sigma_B$ kann keinerlei Spannungsschwankung mehr ertragen werden. Dieser Punkt wird als „dynamische Streckgrenze“ bezeichnet. Die reine Schwellfestigkeit ($\sigma_u = 0$) beträgt 27 %, die ertragbare Spannungsschwankung bei Ausnutzung von $\sigma_{zul} = 60\%$ von σ_B etwa 18 %. Für den Beton (Abb. 3; nach EMPA-Heft 162) enthält das Diagramm Kurven für die Druck- und Zugspannungen. Der rechte obere Quadrant zeigt das Verhalten des Betons bei reiner Zug-Schwingbeanspruchung, der rechte untere Quadrant bei Zug-Druck-Wechselbeanspruchung und der linke untere Quadrant bei reiner Druck-Schwingbeanspruchung. Auch beim Beton gibt es eine „dynamische Quetschgrenze“ bei etwa 90 % der Bruchfestigkeit.

Die Kombination der drei Diagramme (Abb. 4) gibt sehr anschaulich Auskunft über die Gefährdung eines Querschnittes, der durch seine σ/M -Beziehungen charakterisiert ist, infolge dynamischer Beanspruchungen bei verschiedenen Momenten-schwankungen zwischen ständiger Last (Minimalwert) und Vollast (Maximalwert). Unterhalb der Abszissenachse sind die Druckspannungen, oberhalb die Zugspannungen aufgetragen. Für das beispielsweise angenommene Moment I aus ständiger Last kann folgendes abgelesen werden:

- a) Aus dem Linienzug A—B—C—D das dynamische Rißmoment für den unteren Rand, das naturgemäß niedriger liegt als das statische Rißmoment.
- b) Aus dem Linienzug I—J—K—L das dynamische Bruchmoment hinsichtlich der Betondruckbeanspruchung am oberen Rand bei 83 % des statischen Bruchmomentes.
- c) Aus dem Linienzug E—F—G—H das dynamische Bruchmoment hinsichtlich des Stahles bei 56 % des statischen Bruchmomentes als für die Bemessung maßgebender Grenzwert.

Man übersieht leicht, daß beispielsweise bei einer Verdoppelung des Momentes aus ständiger Last das dynamische Bruchmoment hinsichtlich des Stahles nur unwesentlich ansteigt, während hinsichtlich der Betondruckzone eine größere Steigung zu erwarten wäre, wenn der Stahl nicht früher versagte.

Diese Darstellung gestattet es nun, die Folgen einer Variation der Spannungen und damit der Abmessungen oder der Spannkraft abzulesen.

Zunächst ist in Abb. 5 gezeigt, wie sich eine Veränderung allein der Spannkraft auswirkt, wobei Querschnitt und Be-

wehrung ungeändert bleiben. Im ersten Fall wird die Stahlvorspannung zu Null, im zweiten zu 30 % der Bruchgrenze σ_B im dritten 60 % davon angenommen. Der Querschnitt wird reiner Ursprungsbelastung ausgesetzt, d. h. die ständige Last wird Null gesetzt. Ferner soll die Betondruckzone so kräftig sein (dynamische Bruchgrenze bei 75 % der statischen), daß der Stahl für den Bruch maßgebend ist. Im ersten Fall fehlender Vorspannung führt der Linienzug A—B—C—D zu einer dynamischen Bruchlast gleich 27 % der statischen Bruchlast. Im zweiten Falle ergibt sich aus dem Linienzug E ($\sigma_e = 30\% \sigma_B$)—F—G—H die Bruchlast bei 42 % des statischen Wertes und im dritten Fall aus I ($\sigma_e = 60\% \sigma_B$)—J—K—L die Bruchlast bei 52 % davon. Die Bruchlast wird also durch zunehmende Vorspannung wesentlich heraufgesetzt, was in der abnehmenden Spannungsschwankung im Stahl seine Erklärung findet. Dieses Phänomen ist durch viele Versuche bestätigt. Es wurde zuerst von Freyssinet 1934 beobachtet. Es rechtfertigt die Ablehnung der beschränkten Vorspannung bei stark und häufig wechselnder Belastung.

Weiterhin wird in Abb. 6 die Wirkung einer Variation des Stahlquerschnittes unter Beibehaltung der Stahlvorspannung und des Betonquerschnittes untersucht. Die drei betrachteten Balkenquerschnitte sollen im übrigen wieder identisch sein, wobei der mittlere Balken die oben definierte „Grenzbewehrung“ besitzt, während der erste unterbewehrt, der dritte überbewehrt ist. Die ständige Last liegt bei 20 % der statischen Bruchlast. In diesem Zustand sei die Stahlspannung in jedem Falle $\sigma_e = 60\% \sigma_B$ (Punkt A). Dann steht in jedem Falle für die dynamische Laststeigerung das Spannungsintervall B—C zur Verfügung. Nun steigt aber die Stahlspannung mit wachsendem Moment um so stärker an, je schwächer die Bewehrung ist. Infolgedessen schneidet die Horizontale durch C mit wachsender Bewehrung die Stahlspannungskurven (Punkt D, E, F) bei wesentlich größeren Bruchmomenten. Auf der Betonseite (wo allerdings die σ/M -Linien nur unvollständig dargestellt sind) ist durch den Linienzug G—H—I—J zu erkennen, daß die Betondruckzone erst dann kritisch beansprucht wird, wenn die Bewehrung stärker als die statische Grenzbewehrung ist. Es gibt mit anderen Worten eine dynamische Grenzbewehrung, die größer als die statische ist und im vorliegenden Falle eine

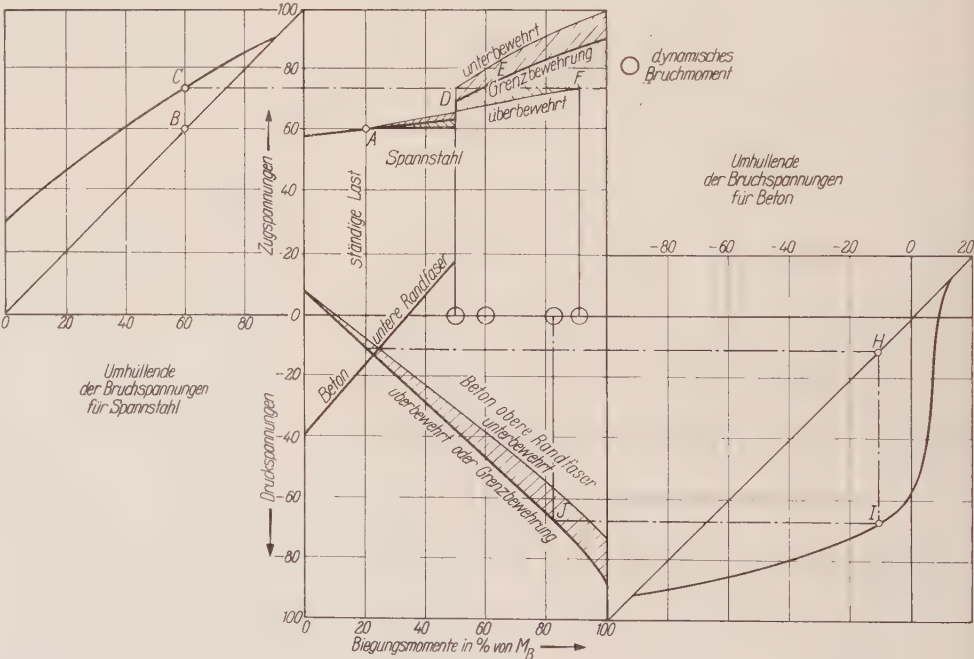


Abb. 6. Ermittlung der dynamischen Bruchmomente für 1 Mio Lastwechsel aus den Randspannungen für drei gleiche Querschnitte mit verschiedener Bewehrung und gleich hoher Anfangsvorspannung.

Bruchlast von 85 % der statischen Bruchlast ergibt. Es scheint daher mit Rücksicht auf die Ermüdung vorteilhaft zu sein, den Querschnitt im statischen Sinne überzubewehren, da der dynamische Bruch meist eher durch den Stahl als durch den Beton verursacht wird. Es besteht zwar eine Abneigung gegen überbewehrte Balken, da diese bei statischer Beanspruchung ohne vorherige Warnung durch starke Risse und große Durchbiegung infolge plötzlichen Versagens der Druckzone brechen. Aber der

Bruch kann sich bei dynamischer Last sowohl bei über- wie bei unterbewehrten Balken plötzlich einstellen, ehe starke Durchbiegungen auftreten, ob er nun auf der Beton- oder der Stahlseite eingeleitet wird. Ein stark bewehrter Balken hat zudem den Vorteil, daß er eine größere Zahl von Spanngliedern besitzt, die voraussichtlich erst nach und nach reißen.

Aus der Abb. 4 ist noch zu erkennen, daß bei dynamischer Belastung Risse bei niedrigeren Laststufen auftreten als bei statischer Belastung. Man sollte aber diese Tatsache nicht allzu ernst nehmen, da Vergleichsversuche an Balken in natürlicher Größe zwar diese Erscheinung bestätigt haben, aber die Risse beim dynamischen Versuch feiner und häufiger als beim statischen waren. Abb. 4 zeigt ferner, daß das Verhältnis der Momente aus ständiger zur veränderlichen Last die dynamische Reißlast nur wenig beeinflusst.

Außer den vorgeführten Beispielen, bei denen Verf. von der Unterspannung ausgeht, kann man umgekehrt auch von deren oberem Wert ausgehen und die Frage nach der kritischen Unterspannung bzw. dem entsprechenden Momentenwert beantworten. Ist dann die tatsächlich auftretende Momentenschwankung größer, so muß zur Erzielung der Widerstandsfähigkeit gegen 1 Mio Lastwechsel die Bewehrung so weit verstärkt, d. h. die σ_e -Linie abgeflacht werden, bis die genannte Bedingung erfüllt ist.

Mittels der so gewonnenen Erkenntnisse über die dynamische Festigkeit von Spannbetonbalken ist es nunmehr möglich, deren Sicherheit zu definieren und festzulegen.

Da die Spannungen bei Spannbeton nicht mehr proportional zu den Lasten wachsen, ist in allen Bestimmungen eine zusätzliche Grenze für das Biegemoment vorgeschrieben, und zwar in der Form:

$$M_{\max} = K_1 (M_g + M_p + M_s)$$

$$\text{oder} \quad M_{\max} = M_g + K_2 (M_p + M_s)$$

M_g : Moment aus ständiger Last

M_p : Moment aus beweglicher Last

M_s : Moment aus Stoßbeanspruchung

K_1, K_2 : Lastfaktoren (nur K_1 kann als Sicherheitsfaktor bezeichnet werden).

Es ist aber falsch und gefährlich, allein durch die Erfassung der Laststeigerungsmöglichkeit die Sicherheit beschreiben zu wollen. Diese muß nach Rüsch berücksichtigen:

1. Unsicherheiten der Berechnung von Schnittkräften und Spannungen.

2. Unsicherheiten in den Stoffeigenschaften von Beton und Stahl.

3. Lokale Fehlstellen der Baustoffe (Kiesnester im Beton, Einschlüsse im Stahl).

Der wirkliche Zweck der Sicherheitszahl ist daher, eine genügend kleine Bruchwahrscheinlichkeit unter Gesamtlast zu gewährleisten, falls alle drei genannten Faktoren nach der ungünstigen Seite auslagern sollten. Hierbei ist zu berücksichtigen, daß einerseits ein Bruch nicht ausgeschlossen, sondern nur höchst unwahrscheinlich gemacht werden kann, und daß andererseits die Wahrscheinlichkeit sich nur auf die gegebene Last bezieht. Da die Unsicherheiten ganz unabhängig von der Natur der Lasten sind, sind ständige und wechselnde Belastung miteinander in gleicher Weise zu behandeln, wie man das bei den zulässigen Spannungen übrigens allgemein handhabt. Ist eine gelegentliche Überschreitung der rechnerischen Verkehrslast möglich, so ist der entsprechende Momentenanteil zu erhöhen, nicht die Sicherheitszahl. Diese fällt nur dann mit der möglichen Laststeigerung zusammen, wenn die Summe der Abweichungen der anderen Unsicherheiten Null ist.

Die Sicherheit wird daher zutreffend definiert durch

$$M_{B_{dyn}} = K (M_g + M_p + M_s),$$

wobei kein Unterschied zwischen statischen und dynamischen Lasten gemacht und $K = 2$, vorbehaltlich einer Diskussion dieses Wertes, vorgeschlagen wird.

Dieser Wert ist höher als bei statischer Beanspruchung üblich und soll die größeren Unsicherheiten bei dynamischer Belastung berücksichtigen. Da das Verhältnis der dynamischen zur statischen Bruchlast je nach dem Verhältnis $M_p : M_g$ zwischen 0,4 und 0,8 liegt, gibt die Anwendung der für ruhende Last üblichen Sicherheitszahl also kein zutreffendes Bild von der vorhandenen Sicherheit bei schwingender Wechsellast. Allerdings besteht bei der Mehrzahl der vorhandenen Brücken keine Gefahr eines Ermüdungsbruches.

Die vorgeführte Methode zur Ermittlung der dynamischen Bruchlast ist sehr handlich und führt zu einleuchtenden Ergebnissen. Allerdings steckt eine stillschweigende Voraussetzung darin, die nicht ohne Bedenken hingenommen werden kann, vor allem da sie zu einer gewissen Überschätzung der Wechselbelastigkeit führen dürfte. Verf. deutet selbst an, daß die Verformungen bei dynamischem Bruch kleiner als bei statischem Bruch sind. Auch die Risse seien im ersten Fall feiner. Das bedeutet aber, daß die Bruchdehnungen im Beton und Stahl und daher auch die Spannungsverteilungen in beiden Fällen erheblich voneinander abweichen, und zwar dürften sie mehr der linearen Verteilung ähneln. Damit wird der Hebelarm der inneren Kräfte kleiner als im statischen σ/M -Diagramm und die Stahlspannung bei gleichem Moment größer. Auf der Betonseite wird die Druckkraft bei gleicher Randspannung wegen des kleineren Völligkeitsgrades und damit ebenfalls das aufnehmbare Moment kleiner. Der Abszissenmaßstab der σ/M -Kurven wäre daher vermutlich in einem gewissen Verhältnis zu verkürzen, über das aber nur dynamische Bruchversuche mit 1 Mio Lastwechseln Auskunft geben könnten.

Demgegenüber tritt wahrscheinlich der Einfluß einer zweiten Annäherung zurück, die allein den Beton betrifft. Dessen Dauerfestigkeitsdiagramm ist aus dynamischen Versuchen bei gleichförmig verteilten Spannungen gewonnen. Da die Pressungsverteilung am Druckrand im statischen Bruchzustand nicht viel hiervon abweicht, gibt bekanntlich die „Prismenfestigkeit“ ein geeignetes Maß für die Bruchgefahr des Betons ab. Inwieweit die Übertragung auf den Fall von Wechselmomenten mit veränderter Spannungsverteilung ausreichende Genauigkeit gewährleistet, können ebenfalls nur wieder Versuche lehren. — [Nach Ekberg, Welther, Stutter: Fatigue resistance of prestressed concrete beams in bending. Proceedings of the American Society of Civil Engineers 83 (1957) No. ST 4.]

G. Franz, Karlsruhe.

DK 693.5 : 69.058 : 620.199

Schnellprüfung von Beton

Die Überwachung der Betongüte ist nirgends wichtiger als im Seewasserbau, wo häufig Verhältnisse vorliegen, die bei minderwertigem Beton im Bauwerk sehr schnell zu großen Schäden führen.

Die Gepflogenheit, von dem Unternehmer nicht nur eine bestimmte Qualität des Betons zu fordern, sondern ihm auch dessen Zusammensetzung und die Herstellungsmethode vorzuschreiben, ist an sich ein ungewöhnliches Verfahren. Trotzdem ist es allgemein üblich, obwohl es logischer wäre, dem Unternehmer selbst zu überlassen, wie er die geforderten Betongüten erreicht. In beiden Fällen ist jedoch die laufende Überwachung der Betonqualität auf der Baustelle unumgänglich notwendig. Die nachträgliche Feststellung der 7- und 28-Tage-Festigkeit erfüllt indessen nicht die bestehenden Wünsche nach rechtzeitiger und frühzeitiger Einflußnahme von seiten der Überwachung her.

Diese Erwägungen haben die Londoner Hafenbehörde veranlaßt, dem Queen-Mary-College der Londoner Universität einen Forschungsauftrag zur Ausarbeitung eines Schnellverfahrens zur Betonprüfung zu erteilen. Das Verfahren sollte folgende Bedingungen erfüllen:

1. Es sollte innerhalb weniger Stunden nach dem Mischen des Betons eine Messung der Druckfestigkeit ermöglichen.

2. Die innerhalb dieser kurzen Zeit erzielten Festigkeiten sollten Schlüsse auf die 7- und 28-Tage-Festigkeit zulassen.

3. Die Apparatur sollte einfach, billig und so robust sein, daß sie auf der Baustelle eingesetzt und ohne Schwierigkeiten von Baustelle zu Baustelle transportiert werden könne.

4. Das Verfahren sollte ein weites Gebiet von Betonmischungen erfassen, wie sie in der normalen Praxis vorkommen.

Das vom Queen Mary College ausgearbeitete Verfahren besteht in der Wärmebehandlung der Betonprobewürfel in ihren Formen in einem temperaturkontrollierten Ofen bei einer Temperatur, die nahe unter dem Siedepunkt des Wassers liegt. Jede Form ist mit einer Metallplatte abgedeckt, um Verdunstung zu vermeiden. Die Behandlung dauert 6 Stunden, wonach die Würfel nach einiger Abkühlung in der normalen Weise zerdrückt werden. Die erhaltenen Festigkeiten werden auf die 7- und 28-Tage-Festigkeiten bezogen, und die sich ergebende Gesetzmäßigkeit in der Form von Kurven dargestellt. Aus ihnen ist die Voraussage auf die zu erwartenden Festigkeitswerte eines Betons nach Durchführung der geschilderten Schnellprüfung möglich. Abb. 1 zeigt die vom Queen-Mary-College aufgestellte Beziehung für konstante Ausgangsmaterialien.

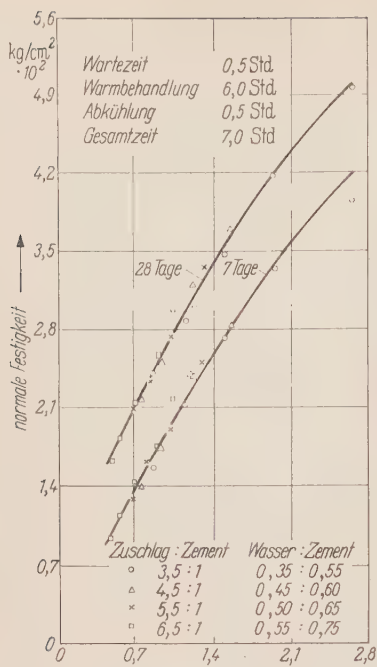


Abb. 1.

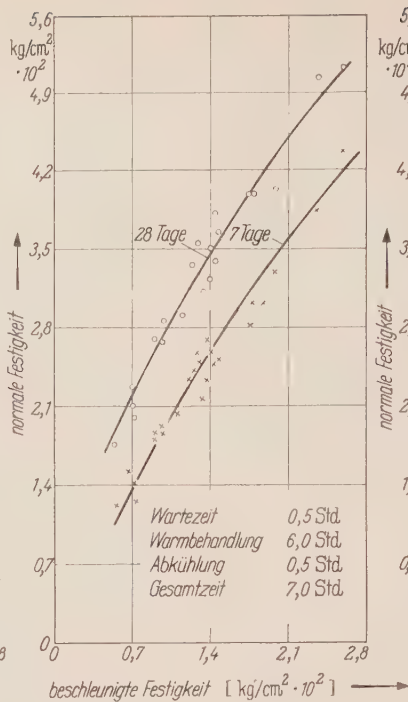


Abb. 2.

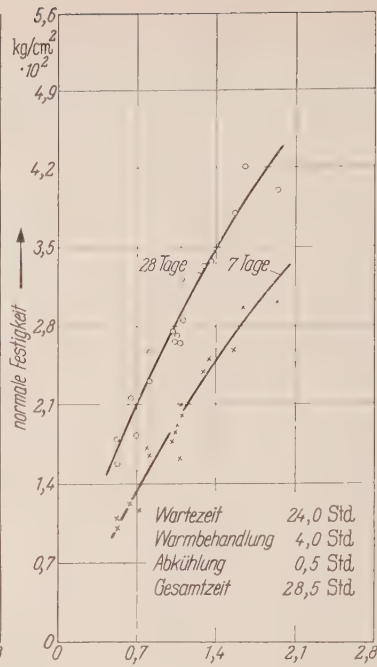


Abb. 3.

Da auf einer Baustelle normalerweise sowohl die Zuschläge als auch der Zement einer gewissen Veränderung unterliegen, war die Erprobung auf der Baustelle notwendig, wobei auch der Einfluß solcher Veränderlichen abgeklärt werden konnte.

Beim Bau der Endstation für Personen und Frachten auf den Tilbury-Docks wurde demzufolge ein Laboratorium eingerichtet und mit den erforderlichen Apparaten ausgerüstet. Dazu gehörte:

ein Ofen, elektrisch beheizt und mit Thermostat ausgerüstet, der die Temperatur auf 85°C konstant hält. Im Ofen ist Raum für zwei Würfel mit 15 cm Kantenlänge oder vier Stück von 10 cm Kantenlänge, eine hydraulische 200-t-Presse, elektrisch betrieben,

schließlich Lagerbehälter zur temperaturkonstanten Lagerung der Vergleichskörper. Die Temperatur in ihnen betrug 18°C . Es hatte sich gezeigt, daß sich ohne eine solche Lagerung derart weite Streuungen der Ergebnisse zeigen, daß eine klare Gesetzmäßigkeit nicht mehr zu erkennen ist.

In diesem Baustellen-Laboratorium wurde der vom Queen-Mary-College vorgesehene Zeitenablauf, der 7 Stunden umfaßt hatte, gewissen Modifikationen unterworfen, die einen größeren Spielraum innerhalb der auf den Baustellen üblichen Arbeitszeit für die Prüfungen zuließen. Die Genauigkeit der Ergebnisse wurde dadurch nicht wesentlich beeinträchtigt. In der nachstehenden Tabelle sind die Zeiten der verschiedenen Versuchsabläufe 1—4 zusammengestellt. Es ist daraus zu ersehen, daß sie sich gut in einen normalen Arbeitstag einfügen lassen.

Ab-lauf Nr.	Proben-entnahme zwischen	Warte-zeit Std.	Wärme-behand-lung Std.	Ab-kühlung Std.	Ge-samt-zeit Std.	Prüfung um
1	9—10 h	$\frac{1}{2}$	6	$\frac{1}{2}$	7	16—17 h d. gl. Tg.
2	10—12 h	24	4	$\frac{1}{2}$	$28\frac{1}{2}$	14^{30} — 16^{30} d. f. Tg.
3	12—15 h	21	4	$\frac{1}{2}$	$25\frac{1}{2}$	13^{30} — 16^{30} d. f. Tg.
4	15—17 h	18	4	$\frac{1}{2}$	$22\frac{1}{2}$	13^{30} — 15^{30} d. f. Tg.

Die Probewürfel wurden vom Beton des Unternehmers während des normalen Baufortgangs entnommen, und zwar jeweils sechs Stück, von denen zwei für den Schnellversuch, zwei für die normale 7-Tage-Prüfung und zwei für die Prüfung nach 28 Tagen verwendet wurden. Die Festigkeit der verwendeten

Betone erstreckte sich auf einen Bereich von 175 kg/cm^2 bis 525 kg/cm^2 . Die groben Körnungen des Zuschlages variierten dabei von 38 mm bis 8,5 mm, die Zusammensetzung des Sandes änderte sich von Tag zu Tag, auch die Eigenschaften der einzelnen Zementsendungen waren einander nicht gleich.

Die erzielten Ergebnisse sind in den Kurven Abb. 2 für das Verfahren mit den Zeiten (1) in den Kurven der Abb. 3 mit den Zeiten (2) dargestellt. Die Abweichung der Einzelwerte von den Kurven beträgt bei Abb. 2 $16,5\text{ kg/cm}^2$ für die 7-Tage-, 18 kg/cm^2 für die 28-Tage-Festigkeit, bei den Kurven der Abb. 3 entsprechend 15 und $19,5\text{ kg/cm}^2$.

Der Einfluß der Wartezeitveränderung vor der Wärmebehandlung der Körper hat sich als klein ergeben. Annähernd hat die Verlängerung der Wartezeit um 3 Stunden eine Steigerung der Festigkeit um 7 kg/cm^2 zur Folge.

Einige Vergleichsversuche über den Einfluß der Zuschlagsart wurden durchgeführt. Dabei zeigte sich, daß zwischen gebrochenem Material und Kies praktisch kein Unterschied in der Beziehung zwischen Schnellergebnis und 7- bzw. 28-Tage-Festigkeit besteht. Lediglich bei Festigkeiten höher als 350 kg/cm^2 ergaben sich für Beton aus gebrochenem Granit höhere 28-Tage-Festigkeiten. Das mag daran liegen, daß bei diesen Festigkeiten bereits Kiesel in größerem Umfang versagen.

In einer Arbeit von Plowman wurde festgestellt, daß zwischen Betonfestigkeit und dem Reifeprozeß während der Lagerung — Reife als Produkt aus Alter und Lagertemperatur über einer Niedrigsttemperatur definiert — im Bereich zwischen -4° und $+40^\circ\text{C}$ eine gesetzmäßige Beziehung besteht. Im Baustellen-Laboratorium auf den Tilbury-Docks hat man in dieser Richtung ebenfalls einige Versuche angestellt. Man hat Versuchsreihen im Ofen bei 85°C verschieden lang, und zwar 6, 19 und 23 Stunden, einer Wärmebehandlung unterworfen und dabei ermitteln können, daß sich auch für diese Behandlung der Probewürfel ein ähnliches Gesetz aufstellen läßt. Es hat die Form $k_{b,28} = A + B \cdot \log \frac{\text{Reife}}{1000}$. Die Konstanten A und B ergaben sich als praktisch gleich.

Das Schnellprüfverfahren wurde dann auf einer zweiten Baustelle unter ganz anderen Verhältnissen eingesetzt; dabei wurden die auf der Baustelle der Tilbury-Docks ermittelten Ergebnisse überprüft. Seine Brauchbarkeit für den beabsichtigten Zweck hat sich auch hier und damit allgemein klar erwiesen. Der wirtschaftliche Erfolg zeigte sich darin, daß die Einsparung an Zement, die durch die Anwendung der Schnellprüfung möglich war, bereits den Kostenaufwand des Laboratoriums rechtfertigte. — [Nach Ordman u. Bondre: Accelerated Curing Tests on Concrete. Engineering 185 (1958) Nr. 4798, S. 243.]

Dr.-Ing. G. Merkle, Düsseldorf.

DK 69.032.22 : 728.51 (73)

„The Executive House“, das höchste Eisenbeton-Gebäude der USA

Am 13. August feierte man in Chicago das Richtfest für das höchste Stahlbeton-Hochhaus in den Vereinigten Staaten und das fünfthöchste in der Welt. Das 39 Stockwerk hohe Gebäude ist das erste Hotel, das seit nahezu 28 Jahren im Zentrum von Chicago erstellt wurde. Es enthält 448 Ein- und Zweizimmerwohnungen, die etwa zu 35 % dauernd und zu 65 % ein bis mehr Tage vermietet werden. Alle Einheiten werden voll eingerichtet und möbliert und besitzen eine kleine Küche mit Eisschrank samt allem nötigen Zubehör. Das ganze Haus besitzt eine kombinierte Heiz- und Airkonditioning-Anlage. Eine Einzimmerwohnung wird \$ 250,— bis \$ 325,—, eine Zweizimmerwohnung bis \$ 625,— im Monat kosten. Firmen, die für ihre Gäste solche ein Apartment mieten, können es in der unbenützten Zeit wieder als Hotelraum zur Verfügung stellen. Diese Art des Hotelbetriebes ist bis jetzt einzigartig in den USA. Die gesamte Bau-somme einschließlich der Einrichtung und Mö-blierung kostet ca. \$ 7 000 000,—.

Das Haus ist 113 m hoch, 46 m lang und 18 m breit. Ursprünglich war es als eine Stahl-konstruktion geplant. Eine Lieferfrist des Stah-les von mehr als einem Jahr hätte jedoch den Bau hinausgezögert. Man entschloß sich, eine Betonkonstruktion zu untersuchen. Es zeigte sich dann, daß es unter den gegebenen Baugrund-verhältnissen durchaus möglich war, eine Be-tonkonstruktion zu wählen. Sie war sogar 30 % billiger als der Stahl.

Untergrund und Fundation

Der Untergrund mußte für die Fundation sehr sorgfältig untersucht werden. Erstens durf-ten keine wesentlichen Setzungen auftreten und zweitens mußte jede Beeinflussung des benachbarten älteren Gebäudes vermieden wer-den. Man entschloß sich, auf eine Flachgrün-dung auf dem ziemlich harten lehmigen Sand und Kies zu verzichten und mit Caissons 40 bis 45 m tief auf gewachsenen Fels zu gehen. Zu diesem Zweck wurden mit einem in den USA zum erstenmal angewandten Benoto-Ge-rät insgesamt 57 Caissons mit 1 m Durdmes-ser abgesenkt. Je sieben diese Caissons haben eine Last von 35,0 bis 45,0 t in den Bau-grund zu leiten, was einer Betonspannung von 65 bis 80 kg/cm² entspricht.

Lastannahmen

Für die Berechnung der einzelnen Stockwerke sowie für die Statik des gesamten Gebäudes mußten folgende Last-annahmen entsprechend den städtischen Vorschriften gemacht werden:

Für die Nutzlast der Decken und Unterzüge 170 kg/m².
Für die Eingangshallen, Restaurants und Dachgärten 420 kg/m² und für die Garage 210 kg/m².

Die Nutzlasten der tragenden Wände und Säulen sowie der Fundation konnten für das Dachgeschoß zu 85 % und für jedes darunter liegende Geschoß 5 % weniger bis zu bleibenden 50 % vom 32. Geschoß an abwärts angenommen werden. Für Windlasten wurde ein Winddruck von durchschnittlich 90 kg/m² angesetzt, wobei oben etwas mehr und unten etwas weniger in Rechnung gestellt wurde. Der günstige Einfluß des Wind-schattens des Nachbargebäudes wurde vernachlässigt und der Winddruck von allen Seiten gleich groß angenommen.

Gegen Erdbeben wurden keine besonderen Maßnahmen ge-troffen, da sie in Chicago relativ selten und schwach auftreten.

Entsprechend den Vorschriften über feuersichere Gebäude mußte eine minimale Betondeckung der Stahleinlagen von 5 cm in Säulen und 2½ cm in Decken eingehalten werden.

Konstruktion

Ein Hauptproblem bildete die Ableitung der Windkräfte in den Baugrund. Mehrere Schubwände in Querrichtung, die nur durch einen Mittelgang unterbrochen sind, übernehmen sämtliche Horizontal- und den größten Teil der Vertikalkräfte (Abb. 2). Damit konnte man schwerfällige Säulen vermeiden. Diese Wände sind 30 cm stark mit einem Kopf von 150 × 150 cm an den Rändern. Vom 5. bis 6. Stock sind die zwei

einzelnen Teile der Wand mit einem durchgehenden stock-werk hohen Riegel miteinander verbunden. Oberhalb des 6. Stockwerks wirken die Wände auskragend, unterhalb bilden sie mit dem Fundamentriegel einen geschlossenen Rahmen. Diese stark bewehrten Wände wurden in B 450 ausgeführt. Zur gleichmäßigen Verteilung aller horizontalen Lasten wurde der 5. Stock als eine massive Decke von 30 cm Dicke hergestellt. Alle übrigen Decken sind Rippendecken, 27 cm hoch, und span-nen parallel der Längsrichtung des Gebäudes. Alle Unterzüge sind deckengleich. Die Balkone kragen 1,80 m aus einem ver-steckten Torsionsträger am Rande aus.



Abb. 1. The Executive House.

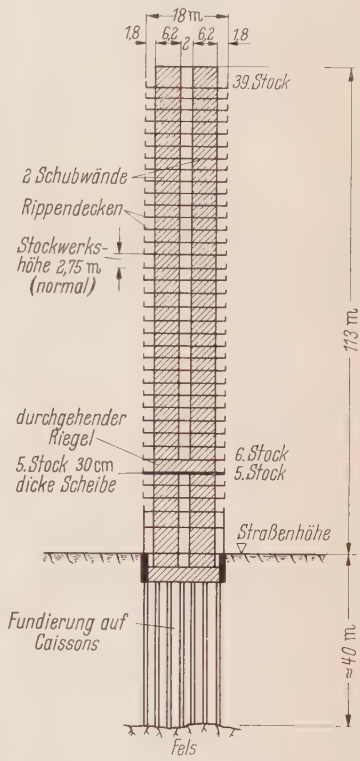


Abb. 2. Typischer Querschnitt.

Für den gesamten Bau wurde nur gerader, gerippter Stahl verwendet. Die zulässige Spannung ist 1400 kg/cm². Vorspannung der sehr stark bewehrten Haupttragelmente hat sich infolge der hohen Arbeitskosten nicht als wirtschaftlich erwiesen.

Ein Problem war die absolut starre Befestigung der Ge-länderpfosten in den dünnen Betonplatten der Balkone (Abb. 3). Das Detail zeigt, wie diese Befestigung auf eine sehr einfache, sichere und billige Art gelöst wurde. Um jedes Unsicherheits-gefühl bei diesen sehr hoch gelegenen Balkonen zu vermeiden, mußte eine möglichst steife Verbindung gesucht werden, die auch nach einiger Zeit nicht im geringsten zu wackeln beginnt. Das wurde mit einem rechteckigen hohlen Pfosten erreicht, der über einen Bolzen gestülpt und mit einem hochfesten expan-dierenden Embecco Mörtel ausgefüllt wurde. Wie Ausreiß- und Biegeversuche zeigten, hat sich diese Lösung überragend gegen-über einer üblichen mit Schrauben oder Schweißung gezeigt. Die rostfreien Verkleidungsplatten, die sich wie ein Band quer über das Gebäude ziehen, dienen zugleich als Füllung des Balkon-geländers.

Ausführung

Mit den Bauarbeiten wurde im Januar 1957 begonnen. Ob-wohl das Haus mitten in der Stadt an sehr belebter Stelle steht, waren die Platzverhältnisse sehr günstig. Die anliegende Straße ist hier infolge des großen Verkehrs in zwei übereinanderliegen-den Straßenzügen geführt. Alle Materiallieferungen konnten von der unten liegenden Straße aus gemacht werden. Der Beton wurde von einer Betonfabrik in Kraftwagen geliefert und über-stieg beträchtlich die verlangte Qualität. Für die gleichbleiben-den Stockwerke konnte ein Stahlgerüst mit Hartfaserplatten-schalung immer wieder verwendet werden. Zwei Rohrgerüst-

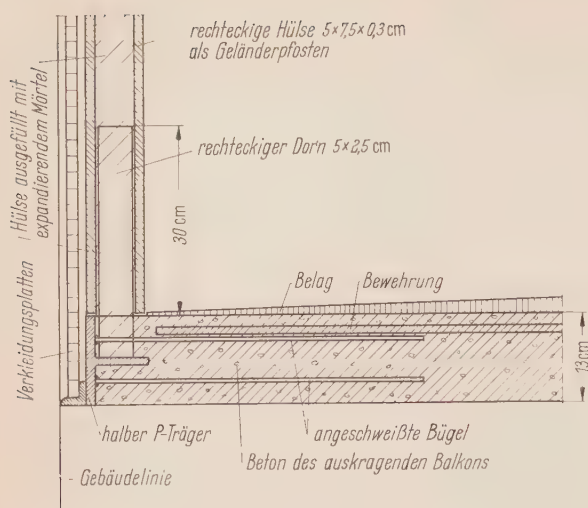


Abb. 3. Balkon-Detail.

aufzüge, die mit dem Gebäude außen hochgeführt wurden, bedienten die Stockwerke. Beim ganzen Bau waren keine Menschenleben oder schwerere Unfälle zu beklagen.

Der Architekt des Gebäudes ist Milton M. Schwartz & Associates, Chicago; die ingenieurmäßige Bearbeitung lag in den Händen von Henry Miller, Consulting Engineer Miller Engineering Co., Chicago.

Dipl.-Ing. G. Koepfel, Chicago.

DK 624.073 : 624.012.45.001.5

Bogenwirkung bei Stahlbetonplatten

Vor einigen Jahren wurden die kreuzweise gespannten Deckenscheiben eines Stahlbeton-Skelettbau in Johannesburg Belastungsversuchen unterworfen. Trotz sehr geringer Bewehrung waren die Bruchlasten wesentlich höher, als man auf Grund von Berechnungen erwartet hatte. Diese überraschenden Ergebnisse waren der Anlaß zu folgenden Untersuchungen an einem Deckensystem kreuzweise gespannter Stahlbetonplatten auf Längs- und Querunterzügen:

Die Stützweiten der einzelnen Plattenfelder betrugen $4,90 \times 4,10$ m bei einer Plattenstärke von 11,5 cm. Die Platten waren für eine Gesamtlast von 510 kg/m^2 berechnet worden.

Die obere Bewehrungslage, die zur Deckung der negativen Stützmomente erforderlich war, wurde während des Betoniervorganges so weit niedergedrückt, daß sie nahezu in Plattenmitte zu liegen kam.

An diesen Platten wurden zwei Versuche durchgeführt. Beim ersten Versuch wurde nur ein Plattenfeld mit gleichförmig verteilter Last belastet, während beim zweiten Versuch zwei nebeneinanderliegende Felder in dieser Weise belastet wurden.

In beiden Fällen verhielten sich die Platten grundsätzlich gleich:

Die ersten Risse traten an der Plattenoberseite, etwa in der Mitte der kurzen Auflagerseite, auf, und zwar bei der etwa 2—3fachen rechnerischen Gesamtlast. Diese Risse nahmen über alle Auflagerkanten der Platten zu, bevor man sie auch an der Unterseite beobachten konnte. Der Bruch trat jedoch erst bei

der etwa achtfachen zulässigen Belastung ein, und zwar bei dem ersten Versuch infolge einer Gesamtlast von $3,68 \text{ t/m}^2$ und bei dem zweiten Versuch infolge einer Gesamtlast von $4,12 \text{ t/m}^2$.

Gegen Versuchsende wurden an der Oberseite Rißbreiten von ca. 2,5 mm festgestellt. An der Unterseite war der Beton an den Plattenrändern zermürbt. Die Hauptrisse folgten unten den Diagonalen, wobei die Rißbreiten etwa die gleichen Werte erreichten wie oben. Eine Zermürbung des Betons an der Plattenoberseite trat nicht ein.

Auf Grund der vorhandenen Abmessungen und der Eigenschaften der verwendeten Baustoffe war rechnerisch die Bruchlast für Versuch 1 zu $1,44 \text{ t/m}^2$ und für Versuch 2 zu $1,50 \text{ t/m}^2$ ermittelt worden. Die wirklichen Bruchlasten verhielten sich zu den gerechneten Bruchlasten demnach wie 2,55 : 1 bzw. 2,75 : 1.

Ohne Beobachtungen am Bauwerk könnte man versucht sein, diesen außerordentlich großen Unterschied zwischen der rechnerischen und der effektiven Bruchlast dadurch zu erklären, daß sich „Hängeschalen“ ausbilden.

Voraussetzung hierfür wäre eine im Verhältnis zur Plattenstützweite große Durchbiegung; diese trat jedoch nicht auf, sondern die Durchbiegungen überschritten nicht das Maß von 6,35 cm. Beobachtungen über die geometrischen Veränderungen der Platten während des Versuchsablaufes wiesen auf eine entgegengesetzte Erklärung für die hohe Tragkraft der untersuchten Deckenfehler hin:

Bis zum Auftreten der ersten Risse verhielten sich die Platten normal, d. h. wie man auf Grund der klassischen Platten-theorie erwartet hatte. Bei Beginn des Bruches änderte sich jedoch ihr Verhalten: Die Biegeformdeformationen beschränkten sich auf die gerissenen Bereiche, d. h. den Umfang und die Diagonalen der Platten. Die neutrale Faser rückte dort dicht unter die gedrückte Plattenoberfläche; die Durchbiegungen nahmen jedoch nicht wesentlich zu: Innerhalb der Platte war ein Gewölbe entstanden (vgl. Abb. 1). Naturgemäß ist dieser Vorgang nur möglich, wenn die Plattenränder horizontal unver-schieblich gehalten sind, um den Gewölbeschub aufzunehmen zu können.



Abb. 1.

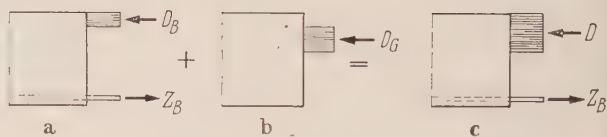


Abb. 2.

Auf Grund dieser Überlegungen ergibt sich beim Bruch der in Abb. 2 schematisch angegebene Spannungsverlauf, d. h. zur rechnerischen Druckkraft $D_b = Z_b$ infolge Biegung (a) addiert sich die Druckkraft aus der Gewölbewirkung D_G (b) zur Gesamtdruckkraft D (c). — [Nach A. J. Ockleston: Arching Action in Reinforced Concrete Slabs. The Structural Engineer XXXVI (1958), Nr. 6, S. 197]

Dipl.-Ing. Lebender, Darmstadt.

Buchbesprechungen und Neuerscheinungen

DK 624.075.2 : 624.012.41 (022)

Gaede, Prof. K.: **Knicken von Stahlbetonstäben unter Kurz- und Langzeitbelastung.** Versuche und Berechnung. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 129. 80 S., Gr. $21 \times 29,8$ cm, mit 72 Abb., 28 Tafeln u. 12 Zahlentafeln. Berlin: Vertrieb durch Ernst & Sohn 1958, Brosch. 24,— DM.

In der vorliegenden Arbeit berichtet der Verfasser über die Untersuchung der Tragfähigkeit von auf Druck beanspruchten Stahlbetonstäben.

Der erste Teil des Berichtes behandelt die Versuche, die im Institut für Materialprüfung und Forschung des Bauwesens der Technischen Hochschule Hannover an Stahlbetonstäben von ca. 3,0 und 3,5 m Länge und $10 \times 15,4$ cm Querschnitt durchgeführt wurden.

Bei den Kurzzeitversuchen wurden diese Stäbe allmählich bis zum Bruch belastet und dabei gleichzeitig die Verformungen gemessen. Bei den Langzeitversuchen wurde die Belastung annähernd konstant gehalten und die Zunahme der Verformungen der Stäbe infolge Kriechens bis zum Bruch beobachtet.

Der Vergleich der aus den Versuchen ermittelten Bruchlasten der Stäbe mit den nach DIN 1045 zulässigen Druckkräften ergab, daß für die letzteren Druckkräfte — bei den Kurzzeitversuchen zum größten Teil, bei den Langzeitversuchen in allen Fällen — eine „Knicksicherheit“ vorhanden war, die unter eins lag.

Der zweite Teil, vom Verfasser als „Kriechberechnung“ bezeichnet, enthält die rechnerische Ermittlung der Knicklast von Stahlbetonsäulen. Dabei wurden die Spannungsdehnungslinien des Stahles und des Betons sowie der Einfluß des Kriechens berücksichtigt. Der Vergleich der theoretisch ermittelten Knick-

lasten mit den aus den Versuchen gewonnenen Werten ergab, daß die „Kriechberechnung“ etwas zu günstige Ergebnisse liefert.

Zusammenfassend ist aus dieser interessanten Forschungsarbeit zu ersehen, daß das Problem des Knickens von Stahlbetonsäulen noch manche Fragen aufwirft, die durch die DIN noch nicht restlos erfaßt sind.

K. Hirschfeld, Aachen.

DK 624.012.43 : 693.5 (022)

Kleinlogel †, Prof. Dr.-Ing. A.: Bewegungsfugen im Beton- und Stahlbetonbau. 6. überarbeitete Aufl. VIII, 272 S., Gr. 17 × 24,5 cm, mit 572 Abb. Berlin: W. Ernst & Sohn, 1958. Geb. 30,— DM. Gzln. 34,— DM.

Abgesehen von wenigen allgemeinen Grundsätzen ist die Ausbildung von Bewegungsformen Erfahrungssache. Deshalb schätzt der gewissenhafte Konstrukteur die Kleinlogelsche Sammlung erprobter Beispiele aus allen Sparten des Beton- und Stahlbetonbaues sehr. Die sechste, noch vom Verfasser besorgte Auflage erschien knapp vier Jahre nach der fünften, von der sie sich nur durch wenige Einfügungen unterscheidet. Zu begrüßen wäre, wenn der Verlag einen Fachmann für eine gründliche Neubearbeitung gewinnen könnte: Stärkere Beachtung des § 14.6 der DIN 1045, des Vordringens der Kunststoffgelenkbänder, des Fugenschneidens und der Spannbetonanstelle der Bogenbrücken, Erweiterung des Abschnitts „Arbeitsfugen“, straffere Fassung und günstigere Zuordnung von Text und Abbildungen möchte sich der Benutzer des bewährten Ratgebers dabei wünschen.

G. Kirchner, Frankfurt/M.

DK 518.5 : 681.142.8 : 621-523.8 : 534

Anwendung neuzeitlicher Rechengерäte in der Schwingungstechnik. Vorträge des VDI-Kolloquiums Darmstadt 1957. VDI-Berichte, Band 30. 98 S., Gr. 21 × 29,7 cm, mit 112 Abb. und 4 Zahlentafeln. Düsseldorf: VDI-Verlag 1958. Geh. 22,80 DM. (VDI-Mitglieder und im Abonnement 10 % Preisnachlaß).

In den letzten Jahren hat auch in Deutschland die Entwicklung und Anwendung moderner Großrechner einen starken Aufschwung genommen. Diese Tatsache spiegelt sich in den 16 Vorträgen des vorliegenden VDI-Berichtes wider. Nach einem einleitenden Referat von Prof. Lübke über die Bedeutung der modernen Rechengерäte in der Schwingungstechnik wird in drei Vorträgen eine Übersicht über die drei Maschinentypen Digitale Elektronische Rechengерäte, Mechanische Integrieranlagen, Elektronische Analogrechner gegeben. Die übrigen Beiträge bringen Beispiele aus der Schwingungstechnik, wobei den Bauingenieur vor allem die Anwendung der Methode der Übertragungsmatrizen und des sogenannten Restgrößenvorgangs zur Bestimmung des Schwingungsverhaltens und der Eigenschwingungen gewisser mechanischer Systeme interessieren dürfte. Weitere Vorträge beschäftigen sich mit dem Schwingungsverhalten von Turbinen und elektrischen Maschinen.

In der Mehrzahl der Fälle wurden zur Lösung der behandelten Probleme Digitalrechner eingesetzt, in einigen Fällen erschien dagegen die Verwendung von Analoggeräten angemessener. Verschiedenen Beispielen für Digitalmaschinen ist ein Ablaufdiagramm für das zugehörige Programm beigelegt.

Die Aufstellung solcher Ablaufdiagramme berührt bereits den Arbeitsbereich der Programmierungsspezialisten in den Rechenzentren. Für die anschließende Programmherstellung sollte man von vornherein die Arbeitsorganisation der Rechenzentren ausnutzen, die wesentliche Vorteile bietet. Einmal stehen dort für die Programmierung sogenannte Programmbibliotheken zur Verfügung, in denen alle einmal hergestellten Programme gesammelt werden, insbesondere z. B. alle wichtigen Verfahren und Funktionen der praktischen Mathematik. Von einer vorliegenden Aufgabe müssen stets nur die noch nicht in der Programmbibliothek vorhandenen Aufgabenteile programmiert und geprüft werden. Dadurch ergeben sich häufig recht beträchtliche Arbeits- und Zeitersparnisse. Weitere Vorteile resultieren aus der Erfahrung der Programmierer im Herstellen schnell arbeitender Programme, was sich vor allem bei häufig benutzten Programmen günstig auswirkt. Der für gewöhnlich kostspieligste Abschnitt der Programmherstellung ist das Prüfen der Programme, das wenigstens zum Teil an der Rechenmaschine ausgeführt werden muß. Auch hier können genaue und geschickte Prüfverfahren wesentliche Einsparungen bringen.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß die elektronischen Rechengерäte durch ihre hohe Rechengeschwindigkeit und Sicherheit den Tischrechenmaschinen in jedem Fall weit überlegen sind, selbst unter Berücksichtigung der hohen Kosten für die Maschinenstunde, die aufzubringen sind. Diese Vorteile können aber vollständig verlorengehen, wenn man bei den Vorbereitungsarbeiten, z. B. der Programmierung, nicht auf eine gut eingearbeitete Organisation zurückgreifen kann. Bei geschickter Ausnutzung der modernen Rechengерäte ergeben sich dagegen Möglichkeiten, die weit über den im vorliegenden Bericht behandelten Problembereich der Schwingungstechnik hinausgehen.

G. Bruhn, Berlin.

DK 624/628 : 69.001 : 711 (73) (023)

Planung und Vorbereitung von Bauten in USA. Reisebericht einer deutschen Studiengruppe. Herausgegeben vom Rationalisierungs-Kuratorium der Deutschen Wirtschaft, RKW Auslandsdienst, Heft 70. 78 S., Gr. 16,5 × 24 cm, mit 37 Abb. München: Carl Hanser 1958. Brosch. 11,80 DM.

Namhafte deutsche Baufachleute unternahmen eine Studienreise nach USA zum Studium der Planung und Vorbereitung im amerikanischen Bauwesen. Untersucht wurden die Vorplanung eines Bauvorhabens einschließlich Aufstellung des Bauprogramms, die Planung der Bauwerke, die Ausschreibung, die Ausarbeitung des Angebots durch den Unternehmer und der Bauablauf. Die Ergebnisse vermitteln ein genaues Bild über den Ablauf amerikanischer Bauvorhaben und werden dazu beitragen, in zunehmendem Maße noch rationellere Lösungen als bisher für deutsche Bauvorhaben zu finden.

B. Neunert, Berlin.

DK 624.041 : 624.07 (023)

Böttzl, Oberbaurat Dipl.-Ing. J., und Oberbaurat Dipl.-Ing. H.-D. Martin: Baustatik. Aufgabensammlung in drei Teilen. Teil 1: Baustatik in Beispielen. 184 S., Gr. 16,5 × 23 cm, mit 250 Abb. u. 1 Formelsammlung. Hannover: H. Schroedel 1958. Kart. 8,80 DM. Geb. 9,80 DM.

Der vorliegende Band ist als Begleiter bei der Ausbildung und praktischen Tätigkeit des Fachschulingenieurs gedacht. Er setzt Kenntnisse aus der Algebra, der Goniometrie und der Analytischen Geometrie voraus.

Die Verfasser behandeln die analytischen und graphischen Verfahren zur Berechnung ebener, statisch bestimmter Gebilde. Sie beginnen mit der Behandlung ebener Kraftsysteme und Bestimmung von Reaktionskräften. Es folgt die Ermittlung der Schnittlasten biegesteifer gerader und gekrümmter Stäbe und polygonaler Stabzüge einschließlich Gerberträger und Dreigelenkrahmen. Auf gespannte Träger und Sprengwerke wird ebenfalls eingegangen. Ein Abschnitt behandelt Gelenkfachwerke, ein weiterer die Belastungsannahmen und die Ermittlung der in der statischen Berechnung anzusetzenden äußeren Lasten. Der Band schließt mit einer Sammlung der erarbeiteten Formeln ab.

Das Buch ist keine einfache Aufgabensammlung, sondern es führt systematisch und ziemlich umfassend innerhalb des gewählten Bereiches in die gebräuchlichen Verfahren der Statik ein. Jeder Beispielgruppe geht ein Absatz von neu benötigten Erklärungen und Definitionen voraus. Die Beispiele sind auf das Ziel des Buches gut abgestimmt, sie behandeln einen großen Teil der praktisch angewendeten ebenen, statisch bestimmten Systeme und beziehen sich so früh wie möglich auf die Praxis. Die Darstellung ist im Rahmen der benutzten mathematischen Hilfsmittel modern. Der Band ist mit zahlreichen sorgfältigen und klaren Abbildungen versehen. Doch wird vom Lernenden erwartet, das er des öfteren die zur Ableitung von Gleichungen erforderlichen Rundschnittsskizzen schon selbst anfertigen kann. Die Vorzeichendefinition für Schnittlasten führt dazu, daß trotz Anwendung der üblichen Vorzeichenregeln häufig (nicht konsequent durch das ganze Buch hindurch) dem üblichen Gebrauch entgegengesetzte Vektorpfeile für die Darstellung von Schnittlasten benutzt werden.

In der Vorzeichenregel auf Seite 37 muß das Wort „Momente“ durch das Wort „Summenglieder“ ersetzt werden. Die Ausstattung des Buches ist gut. Dieser gelungenen Arbeit ist ein guter Erfolg zu wünschen.

G. Ulbrich, Berlin.

DK 665.45 : 625.85 : 627.823 : 691.16 (022)

Bitumen- und Asphalt-Taschenbuch. Herausgegeben im Auftrage der Arbeitsgemeinschaft der Bitumen-Industrie e. V. Hamburg, von Dr.-Ing. Karl Ziegs. Zweite Auflage bearbeitet durch Prof. Dr. phil. habil. Carl Zerbe. 540 S., Gr. 11,5 × 16,5 cm, mit zahlreichen Abb. Wies-

baden/Berlin: Bauverlag GmbH. 1958. Plastikeinband 9,80 DM.

Bei der vorliegenden 2. Auflage des Taschenbuches, das in gedrängter aber umfassender Form die vielen Anwendungsgebiete von Bitumen behandelt, sind die Beiträge über seine Gewinnung, Bedeutung und Eigenschaften sowie die Verwendung der Bitumenerzeugnisse für Dacheindeckungen, Abdichtungen im Hoch- und Ingenieurbau und im Straßen- und Wasserbau, dem neuesten Stand der Technik und der Entwicklung im In- und Ausland angepaßt worden. Wertvoll sind die vielen Literaturhinweise und das Anziehen der einschlägigen Vorschriften und Normblätter.

Die schon früher gewürdigte ausgezeichnete Zusammenfassung der Eigenschaften aller vorkommenden Bitumenbaustoffe und Naturasphalte, außer Teere, sowie deren an Hand von Beispielen gezeigten vielseitigen Anwendungsmöglichkeiten, wird ergänzt durch Übersichten der Firmenprodukte und der für die verschiedensten Anwendungsgebiete in Betracht kommenden Verarbeitungsmaschinen sowie deren Bezugsquellen.

Die verbesserte 2. Auflage bietet den Studierenden lehrreiche Unterlagen und ist vor allem für die Fachleute auf den genannten Gebieten ein nicht zu entbehrendes Hilfsmittel.

R. Bührer, München.

Neuerscheinungen

Neufert, Prof. E.: **Bauentwurfsslehre**. 20. Aufl., 448 S., Gr. 20,5 x 29,7 cm mit 4672 Abb. u. Tabellen. Berlin: Ullstein Fach-

Verlag 1959. Gzln. 58,— DM. — Gegenüber den bisherigen Auflagen wurde eine große Anzahl von Kapiteln erweitert und wichtige Abschnitte neu aufgenommen, und zwar: Im Kapitel Bauteile: Dichtungen; Mauern aus Gestein; Mauerziegel; Beton; Trennwände; Schornsteine; Dächer; Dachstühle; Decken; Fußböden. — Im Kapitel Bauphysik: Dampfsperren; Blitzschutz; Raumkühlung und bedeutende Teile über Akustik, Heizung und Lüftung, Schallschutz. — Weiter: Balkone — Wohnanhänger — Hanghäuser — Punkthäuser — Laboratorien — Drive-In-Banken — Selbstbedienungsläden — Markthallen — Mechanische Garagen — Autoreparaturwerkstätten — Drive-In-Restaurants — Selbstbedienungslöke — Hotels — Drive-In-Kinos — Cinerama-Theater.

Dieses Buch hat sich somit wesentlich geändert.

Trudso, E.: **Experiments on Concrete Bars**, Freezing and Thawing Tests. Progress Report, Serie K — Nr. 2 (englisch). Herausgeg. The Danish National Institute of Building Research and the Academy of Technical Sciences. Committee on Alkali Reaction in Concrete. 39 S., DIN A 4 mit 18 Abb. Kopenhagen 1958. Brosch. 12 DKr.

Mitteilungen der Hannoverschen Versuchsanstalt für Grundbau und Wasserbau, Franzius-Institut der Technischen Hochschule Hannover. (Fotomechan. Schreibmaschinendruck.) **Heft 13: Wittmer, H.: Tideänderungen durch Einbauten in Tideflüssen, Fuehrboeter, A. Modellversuche für Talsperren-Tiefschütze und Krabbe, W.: Über die Schrupfung bindiger Böden.** 342 S. mit zahlreichen Abb., Gr. DIN A 5. — **Heft 15 a: Modellversuche für die Unterweser und ihre Nebenflüsse.** Textband, 194 S. mit 8 Übersichten in einer Tasche. Gr. DIN A 5. — **Heft 15 b: Abbildungsband zu Heft 15 a.** Gr. DIN A 5. 296 Abb. Eigenverlag der Hannoverschen Versuchsanstalt für Grundbau und Wasserbau, Franzius-Institut der Technischen Hochschule Hannover, 1959.

Verschiedenes

Ministerialrat Dr.-Ing. Klingenberg 60 Jahre alt

Am 19. Februar 1959 vollendete Herr Dr.-Ing. Wilhelm Klingenberg, Ministerialrat in der Abteilung Straßenbau des Bundesverkehrsministeriums, sein 60. Lebensjahr.

In Hannover geboren, studierte Klingenberg nach Besuch des Goethe-Gymnasiums an der Technischen Hochschule Hannover und legte, nach einer fast zweijährigen Unterbrechung von 1917 bis 1919 durch Kriegsdienst, im Herbst 1921 die Diplom-Prüfung als Bauingenieur mit Auszeichnung ab.

Nach einer kurzen Zeit als Assistent an dem Bauingenieur-Laboratorium der TH Hannover führte ihn der Weg in die Stahlbaupraxis, und zwar zuerst zur Gutehoffnungshütte Sterkrade, von wo aus er 1923 zum Dr.-Ing. an der TH Hannover promovierte, dann später zu der Firma „Deutsche Zollbau-Lizenz Gesellschaft, Berlin“, in deren Auftrag Klingenberg 1924 nach den USA entsandt wurde zur Verwertung der Patente für freitragende Konstruktionen.



In der eigenst zu diesem Zweck gegründeten Firma „Lamella Roof Syndicate, Inc., New York“, war Klingenberg bis Ende 1928 als Statiker und Oberingenieur tätig. Anfang 1929, nach seiner Rückkehr nach Deutschland, übernahm er zuerst als Leiter die Abteilung Stahlbau der Firma „Kaloriferwerk Hugo Junkers GmbH., Dessau“ und wurde Ende 1939 Geschäftsführer des vorgenannten Werkes. Nach Zusammenschluß der 4 im Besitze der Familie Junkers befindlichen Werke zu den „Hugo Junkers Werken GmbH., München“ im Jahre 1941 übernahm er die stellvertretende Stelle des Geschäftsführers dieses Werkes und war gleichzeitig Betriebsführer des Werkes Stahlbau in Dessau.

Nach dem Zusammenbruch 1945 ging Klingenberg nach einer kurzen Tätigkeit bei der Straßenaudirektion Hannover, wo er sich mit der Bergung und Wiederherstellung von Weserbrücken und Brücken an der unteren Ems befaßte, als Referent für Brückenbauten zur damaligen Hauptverwaltung der Straßen des amerikanischen und britischen Besatzungsgebietes, der späteren Verwaltung für Verkehr des Vereinigten Wirtschaftsgebietes und damit der Abteilung Straßenbau des heutigen Bundesverkehrsministeriums. Dort erfolgte 1948 seine Ernennung zum Regierungsbaudirektor und 1951 zum Ministerialrat.

Klingenberg hat nicht nur maßgebenden Anteil an dem Wiederaufbau der Brücken des gesamten Bundesgebietes ge-

nommen, sondern auch als aktives Mitglied zahlreicher technischer Ausschüsse, u. a. Deutscher Ausschuß für Stahlbau, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, lebhaften Anteil an der technisch-wissenschaftlichen Gemeinschaftsarbeit. Als Obmann zahlreicher Norm-Ausschüsse u. a. DIN 1072, DIN 1073 und DIN 1078 hat er maßgebend die Nachkriegsentwicklung im Brückenbau beeinflußt, insbesondere auf dem Gebiet der Verbundkonstruktion und der Leichtfahrbahnen. Darüber hinaus hat Klingenberg durch zahlreiche Veröffentlichungen der deutschen Brückenbau viele wertvolle Anregungen gegeben.

Die hohe Anerkennung, derer er sich bei seinen Mitarbeitern und Fachkollegen sowie in Freundeskreisen erfreut, gründet sich nicht nur auf seine fachlichen Leistungen, sondern auch auf seine hohen menschlichen Qualitäten, die seine Persönlichkeit auszeichnen.

Mögen Klingenberg noch recht viele Jahre reicher Schaffensfreude und Erfolge bei bester Gesundheit beschieden sein.

H. Fröhlich, Köln.

Archiv ungedruckter wissenschaftlicher Schriften bei der Deutschen Bibliothek

Die Deutsche Forschungsgemeinschaft hat ein neues Archiv eingerichtet, das solche wertvollen wissenschaftlichen Manuskripte der Forschung erhalten soll, die aus finanziellen Gründen nicht oder nur auszugsweise gedruckt werden können. Näheres kann einem Merkblatt entnommen werden, das bei der Geschäftsführung, Frankfurt a. M., Zeppelinallee 8, angefordert werden kann.

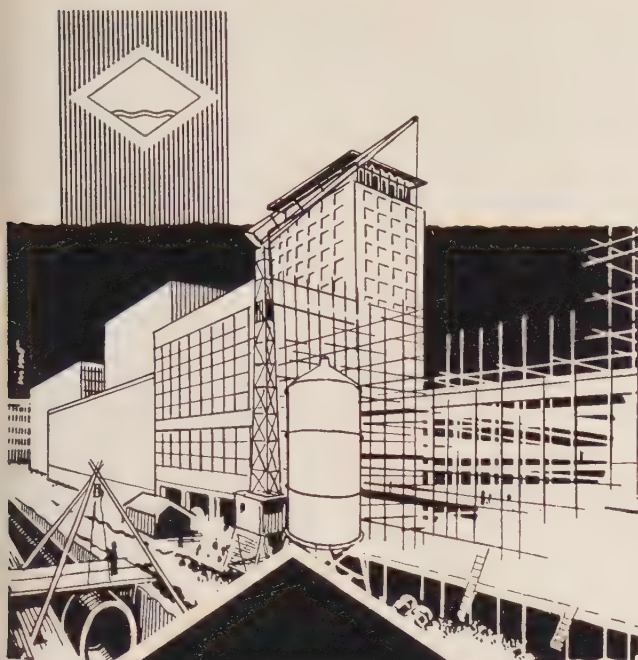
Das Archiv dient vor allem der Entlastung wissenschaftlicher Zeitschriften. Oft werden Manuskripte von den Redaktionen zurückgewiesen, weil sie allzu umfangreich sind oder weil ihr Drucklegung mit beträchtlichen Kosten verbunden wäre. Solche Arbeiten können in die Obhut des Archivs gegeben werden, wenn die betreffende Redaktion bereit ist, das Manuskript auszugsweise abzuordnen. (Umfang und Art des Auszugs bleiben selbstverständlich dem Ermessen von Redaktion und Autor anheimgestellt.) Der Kurzfassung wäre dann der Vermerk hinzuzufügen, daß das vollständige Manuskript beim Archiv liegt und über den Leihverkehr der öffentlichen wissenschaftlichen Bibliotheken jederzeit entliehen werden kann.

Neue DIN

DIN 4019, Baugrund. Der Entwurf vom Februar 1959 beschäftigt sich mit Setzungsrechnungen bei schräger oder unmittiger Belastung (Verkantung).

DIN 18 201, Maßtoleranzen im Hochbau, 2. Entwurf, Ausgabe November 1958. Änderungs- und Ergänzungsvorschläge werden bis spätestens 31. 12. 1960 an den Fachnormenausschuß erbeten.

Obige Entwürfe können im Wortlaut beim Fachnormenausschuß Bauwesen, Bamberg 4, Postschließfach 43, von Interessenten angefordert werden.



INERTOL

QUALITÄT

entscheidet auch beim

BAUTENSCHUTZ

Zur **Isolierung** und Abdichtung
von Fundamenten, Behältern
und Rohrleitungen,

zum **Schutz** von Beton, Putz und
Stahl gegen Feuchtigkeit und
chemische Einflüsse,

zur **Erhaltung** und Pflege von
Dächern aus Asbestzement,
Blech und Dachpappe,

zur **Förderung** von Hygiene
und Sauberkeit in Wasch-,
Brause- und Arbeitsräumen

liefern wir hochentwickelte, seit
Jahren bewährte Spezialanstri-
che, welche in vielen Fällen zu-
gleich auch farbige Gestal-
tungsmöglichkeiten bieten.

Unsere reichen Erfahrungen
sind Ihr Vorteil.

Wir beraten Sie gerne.

LECHLER

BAUTENSCHUTZCHEMIE

FIRMA PAUL LECHLER STUTTGART
UND GELSENKIRCHEN/BUER

2131/4



EUROLAN

Ein Anstrich, der Frischbeton
gegen Witterungseinflüsse
schützt

CERINOL

Das Spezialdichtungsmittel
für Beton und Mörtel - der
Schutz gegen Aggressivstoffe

PLASTIKOL

Die säurefeste, wasserdichte,
faserhaltige Bitum-Spachtel-
und Isoliermasse

**BAUTEN-
SCHUTZ**



DEITERMANN
CHEM.WERKE · DATTELN

STAHLBAU BOESSNER

Gleit- und Kletterschalungen

(konisch für Fernsehturm Ochsenkopf)

Tunnel-Stollen- und Schachtschalungen

(z. Z. DB-Bahntunnel am Bausenberg)

Großtank- und Rohrschalungen

mit patentierter Auskleidung zum Schutze des
Betons

Wohnbauform-Schalung

(DBP. angemeldet)

Anschrift:

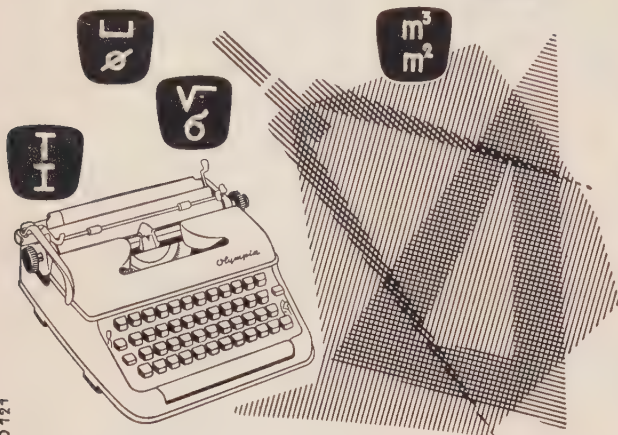
STAHLBAU BOESSNER

BAD AIBLING

Ruf: 485

Olympiavorteilhaft mit der
Spezialtastatur für
Architekten

Die Spezialtastatur der OLYMPIA-Schreibmaschine enthält die von Architekten in der Praxis immer wieder gebrauchten Fachzeichen:



O 121

Handschriftliche Eintragungen und viele Anschläge werden durch die Spezialtastatur eingespart.

Ausführliche Druckschriften sendet Ihnen

**OLYMPIA WERKE AG.
WILHELMSHAVEN**


TRASS
im
BETON

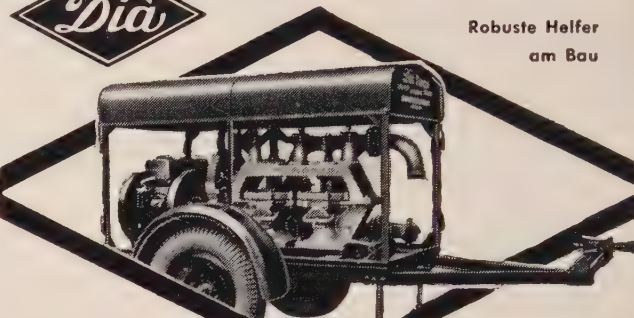
erhöht Homogenität
Pumpfähigkeit • Wasser-
undurchlässigkeit
Widerstandsfähigkeit gegen
aggressive Gase und Wasser

TRASSWERKE MEURIN · ANDERNACH/RH.

MEMBRANPUMPEN

Dia

Robuste Helfer
am Bau



FÜR ABWASSER · SCHLÄMME · DICKSTOFFE

HAMMELRATH & SCHWENZER

PUMPENFABRIK KG. Abteilung C DUSSELDORF

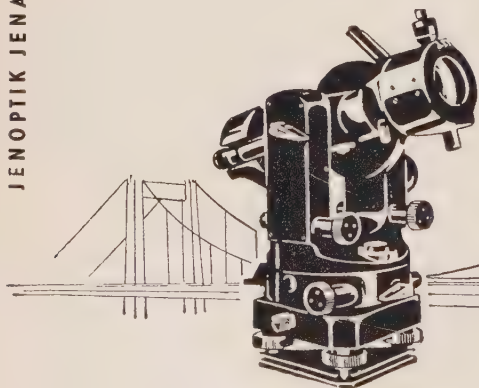
JENOPTIK JENA G. m. b. H., Jena

Tachymeter-Theodolit Theo 030

Nivellier Ni 060

Nivellier Ni 030 ohne und mit Teilkreis

Vermessungsgeräte



aus JENA

Bitte verlangen Sie Druckschriften unter 10/F

Auslieferung für die Bundesrepublik **Werner Jähnert, Göttingen**

Generalvertretung der optischen Werke JENA

STETTER
BAUMASCHINEN
IN 54 LÄNDERN
DER ERDE



Donnerstagen

Norden bis zum äußersten Süden haben sich Stetter-Mischer überall und unter allen Bedingungen bestens bewährt. Bei stärkster Beanspruchung und verschiedensten klimatischen Verhältnissen arbeiten sie störungsfrei, nicht nur auf vielen deutschen Baustellen sondern ebenso an weit entfernten Plätzen der Erde, z. B. in Hammerfest, Hongkong, Philippinen, Fidschi-Inseln, Südafrikanische Union, Columbien, Venezuela. Ein Beweis für Güte und Zuverlässigkeit der Stetter Baumaschinen.

GEORG STETTER BAUMASCHINENFABRIK KG
MEMMINGEN/ALLGÄU · POSTFACH 58
FERNRUF: 2031/32 · TELEGR.: STEBA MEMMINGEN · FERNCHR.: 054 518

LORENZ
Beton-Bohrpfahl



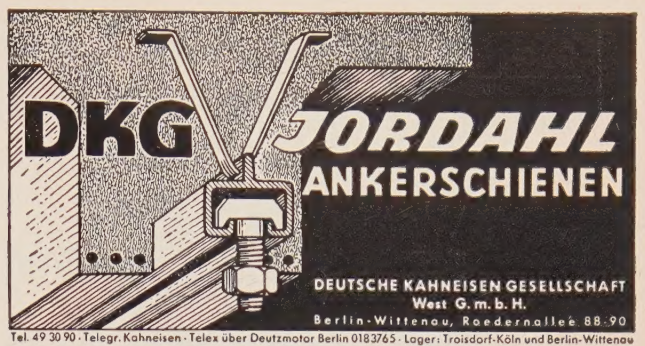
bei unsicherem Baugrund,
bedrohten Bauwerken,
Spundwandverankerungen
u. sonstigen Tiefgründungen

LORENZ & CO.
ALLGEMEINE BAUGESELLSCHAFT
LORENZ & CO. M.B.H.
BERLIN-WILMERSDORF

LORENZ-BAU
G.M.B.H.
ISERLOHN
BREMERHAVEN

ALLGEMEINE BAUGESELLSCHAFT
LORENZ & CO. M.B.H.
LÜBECK-HAMBURG-KIEL

DKG JORDAHL
ANKERSCHIENEN



DEUTSCHE KAHNEISEN GESELLSCHAFT
West G.m.b.H.
Berlin-Wittenau, Roedernallee 88/90
Tel. 49 30 90 · Telegr. Kahneisen · Telex über Deutzmotor Berlin 0183765 · Lager: Troisdorf-Köln und Berlin-Wittenau

Einmal gebrauchte, sehr gut erhaltene

Stahlpundwände

in den Fabrikaten „Dortmunder-Union 3“
und „Hoesch 3“ in den Längen von 3 bis 8 m
laufend und preisgünstig abzugeben.

F. & A. JEHLE oHG., Rastatt-Hügelsheim/Baden
Fernsprecher: Iffezheim 277

Bewährte Hilfen im Spannbetonbau

frei von korrosionsfördernden Stoffen

MURASIT

WE = Betonverflüssiger, V = Verzögerer,
EP 10 = Zusatzmittel für Einpreßmörtel

MURAPLAST

Luftporenbildender Betonverflüssiger,
auch mit verzögernder Komponente,
je nach gewünschter Verzögerungszeit

FLURESIT

festigkeitssteigerndes Betondichtungsmittel
in Pulverform, auch mit verzögernder Wirkung

ORGANA-BAUTENSCHUTZ GMBH

Bochum-Gerthe, Postfach 29

Gebrüder Mayer,
Fabrik chem. Baustoffe
Eßlingen/N, Kronenstraße 18



**BIBEROL-LP**

Mischöl

BIBER

Dichtungsmittel

BIBEROL-V7

Verflüssiger

GUSTAV A. BRAUN BIBERWERK KÖLN · STÜTTGART · HAMBURG**Betonzusätze, auch
für Spannbeton,
amtlich zugelassen**

Wasserschläuche

rot. unverwüstlich, $\frac{1}{2}$ Zoll DM 0,70, $\frac{3}{4}$ Zoll DM 1,30/m
aus Plastik. **DEUKA-WERK Abt. 13 Traunreut/Obb.**

Nichtstaubende, abriebfeste

Betonböden

alte u. neue, mit „Kompakt“. Prosp. B 12 durch
Baustoff-Chemie, Seebruck/Oberbay.

STELLENANGEBOTE

Für interessante Tätigkeiten im Wasserbau
(Oberrhein/Hochrhein/Bodensee)

2 erfahrene Tiefbau-Ingenieure (HTL)

(ggfls. auch Berufsanfänger)

zum sofortigen Eintritt gesucht.

Wasser- und Schifffahrtsdirektion Freiburg i. Br.
Eisenbahnstr. 41Wir suchen für das Konstruktionsbüro unserer
Hauptverwaltung in Düsseldorf noch einige
tüchtige

Diplom-Ingenieure, Bauingenieure und Bauzeichner.

Gefl. Angebote mit Lebenslauf, Zeugnisab-
schriften, Lichtbild und Angabe der Gehalts-
ansprüche erbeten an

Beton- und Monierbau A-G

Düsseldorf, Goethestraße 36a

An der Ingenieurschule für Bauwesen in Siegen ist
zum 1. September d. J. eine Dozentenstelle mit der
Amtsbezeichnung

Kreisbaurat

im technischen Schuldienst

für die Fachgebiete Wasserbau, Hydraulik, Wasser-
versorgung und Stadtentwässerung zu besetzen.Voraussetzungen: Mindestens fünfjährige prakti-
sche Tätigkeit nach Ablegung der Dipl.-Haupt-
prüfung, Alter möglichst nicht über 40 Jahre.Besoldung erfolgt nach Gruppe A 13 des Besoldungs-
anpassungsgesetzes für das Land Nordrhein-West-
falen, Ortsklasse A. Die Probezeit beträgt 1 Jahr,
die Anstellung auf Lebenszeit richtet sich nach
den Bestimmungen des Landesbeamtengesetzes.Bewerbungen mit Lebenslauf, Lichtbild, Führungs-
zeugnis und beglaubigten Zeugnisabschriften sind
bis 1. Juni 1959 an die **Kreisverwaltung Siegen i. W.**,
Koblenzer Str. 73 zu richten.

Praktische Spannungsoptik

Von Dr. phil. **LUDWIG FÖPPL**,
em. o. Professor an der Technischen
Hochschule München, und
Dr.-Ing. **ERNST MÖNCH**, apl. Professor
an der Technischen Hochschule
München.

Zweite, neubearbeitete Auflage.

Mit 163 Abbildungen. XI, 209 Seiten Gr.-8°. 1959.

Ganzleinen DM 30,—

SPRINGER-VERLAG**BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG**

Gesucht ca. 150 lfdm gebrauchte,

gut erhaltene Stahlspondwand

mit $W_x \geq 1600 \text{ cm}^3$, mindestens 10 m lang.Angebote unter „DER BAUINGENIEUR 864“ an den Springer-
Verlag, Anzeigen-Abt., Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3.

Streckmetall

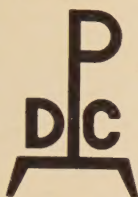
für Gitter und Beläge
für Bauzwecke
als Putzträger und Betoneinlage



SCHÜCHTERMANN & KREMER-BAUM

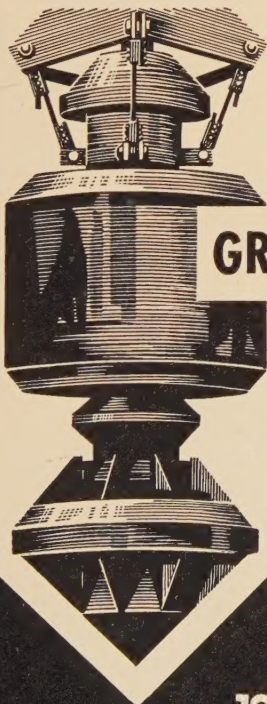
Aktiengesellschaft für Aufbereitung
DORTMUND • Telefon Sa.-Nr. 30651

Schwierige Grundbauten



Druckluftgründungen
Pfahlgründungen
Baugrund-Untersuchungen

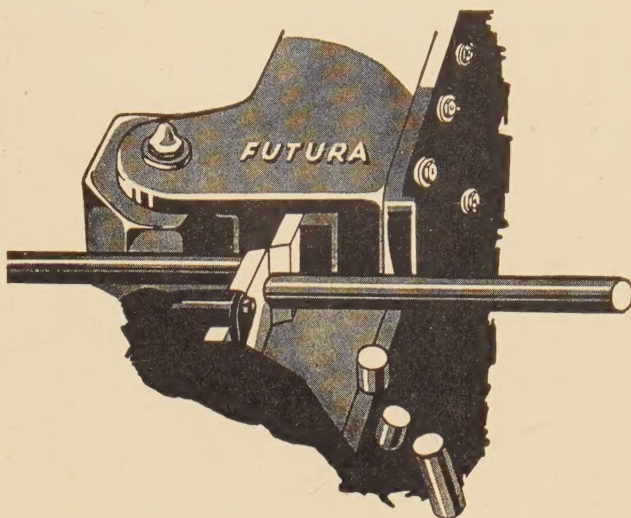
Dr.-Ing. **PAPROTH & CO.**
Krefeld — Berlin — Winsen-L.



GRÜNDUNGEN



JOHANN KELLER
G.M.B.H.
FRANKFURT AM MAIN

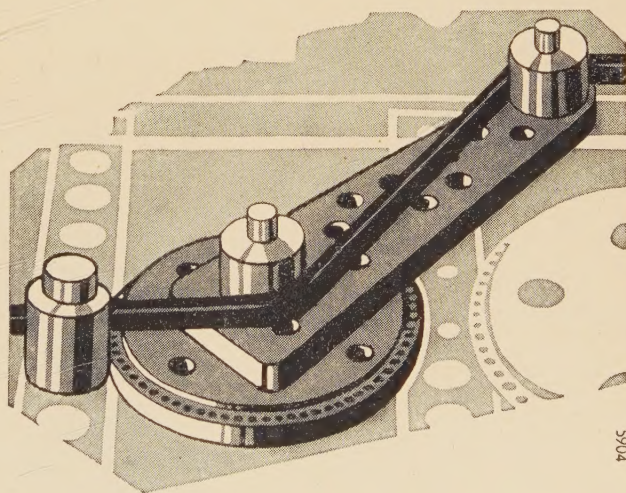


»FUTURA«

**Betonstahl-
Schneidemaschinen
Biegemaschinen**

TYPEN: S 320	B 320
S 400	B 400
S 500	B 500
S 550	B 550
S 600	B 600
S 700	B 700

**Bügelbiegemaschinen • Spirالبiegemaschinen
Kleinbiegemaschinen • Sondervorrichtungen**



5904

KRUPP-DOLBERG GMBH • ESSEN

VORMALS DOLBERG-GLASER & PFLAUM GMBH

INDUSTRIE- U. FELDBAHNEN • BAUMASCHINEN U. BAUGERÄTE

BERLIN • BREMEN • DORTMUND • ESSEN • FRANKFURT
HAMBURG • HANNOVER • KÖLN • MANNHEIM
MÜNCHEN mit Verkaufsbüro NÜRNBERG • STUTTGART

Eternit

Dächer

Fassaden

Rohre

